F 1503/5

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXXV (XXXIX)

Fasc. 1–4

Secţia V

CONSTRUCŢII ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

1989

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

L: 041649

Tomul XXXV (XXXIX)

Fasc. 1–4

Secţia V

CONSTRUCŢII ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

1989

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof dr. chim. CAMELUȚA BELDIE (președinte)
Prof. dr. ing. ADRIAN RADU
Prof. dr. ing. M. GAFIȚANU
Conf. dr. ing. D. LIUȚE
Prof. dr. doc. D. MANGERON
Prof. dr. ing. GH. MAXIM
Acad. prof. dr. doc. CRISTOFOR SIMIONESCU
Prof. dr. doc. GH. CHIRIȚĂ
Prof. dr. doc. VALERIU BLIDARU

COMITETUL DE REDACȚIE AL SECȚIEI V. CONSTRUCȚII, ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

Conf. dr. ing. C. IONESCU
Prof. dr. ing. CHIRIL POPESCU
Conf. dr. ing. PAULICĂ RĂILEANU
Conf. dr. ing. FLORIN POTERAȘU

REDACȚIA

Prof. dr. doc. DUMITRU MANGERON
(redactor responsabil)
Prof. dr. ing. HUGO ROSMAN
(secretar)
Conf. dr. ing. FLORIN POTERAȘU
(secretar adjunct de redacție)
ECATERINA IRIMIEA (tehnoredactor)

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XXXV (XXXIX), Fasc. 1 – 4 1989

Secţia V

CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

SUMAR

Pag.

V.-F. POTERAŞU şi N. MIHALACHE, Concentrări de tensiuni în contactul liniar determinate cu metoda elementelor de frontieră (engl., rez. rom.) . . . 1

D. PRECUPANU, Rigiditatea la deplasare a barei încastrate la o extremitate, simplu rezemată la cealaltă, pretensionată cu tiranţi de înaltă rezistenţă (engl., rez. rom.) 9

D. PRECUPANU, Asupra aplicării metodei diferenţelor finite la integrarea ecuaţiilor de stabilitate cu o singură variabilă (I) (franc., rez. rom.) . . 15

G. ATANASIU, Metodă de identificare indirectă a modelelor dinamice de calcul pentru structuri de rezistenţă (engl., rez. rom.) 19

N. MIHALACHE şi V.-F. POTERAŞU, Modelul ruperii progresive pentru diafragme din beton armat (engl., rez. rom.) 27

A. RADU şi N. ŢĂRANU, Modelele fizice, instrumente utile pentru dezvoltarea ştiinţei construcţiilor (engl., rez. rom.) 33

V. HOBJILĂ, I. CIONGRADI şi R. CIORNEI, Test dinamic pentru un model de cadre prefabricate din beton precomprimat (franc., rez. rom.) . . . 39

V. PESCARU, C. ŞERBESCU şi P. STRĂTEANU, Asupra acoperişurilor paraboloid-hiperbolice din tablă cutată (franc., rez. rom.) 43

N. FLOREA, Algoritm pentru proiectarea grinzilor din beton armat la acţiunea forţei tăietoare (engl., rez. rom.) 49

GH. NISTOR şi I. VLAD, Algoritm şi program de calcul al deplasărilor şi deformaţiilor verticale ale barajelor folosind măsurători de nivelment geometric de înaltă precizie (franc., rez. rom.) 53

E. BÂRSAN şi C. IGNAT, Analiza unui sistem de alimentare cu apă constituit din staţii de pompare, reţea de distribuţie şi contrarezervor (engl., rez. rom.) 59

ŞT. POPESCU, O. ALEXANDRESCU si D. LEU, Un model matematic pentru mişcarea cvasipermanentă cu debit variabil în albii neprismatice (franc., rez. rom.) 65

O. ALEXANDRESCU, D. LEU şi A. ALEXANDRESCU, Scurgerea pe debuşarea sifonată a conductelor de refulare şi debitul de amorsare (franc., rez. rom.) 77

	Pag.
E. NIȚESCU, C. CISMARU și S. TOMA, Experimentări privind irigarea cu apă tratată magnetic (engl., rez. rom.)	83
I. GIURMA, C. ANTOHI și D. COTIUȘCĂ, Contribuții privind măsurarea adîncimii în riuri și lacuri (engl., rez. rom.)	87
V. TOBOLCEA și H. VARTOLOMEI, Cercetări experimentale asupra prizelor filtrante de aer ale sistemelor de aerare pneumatică (franc., rez. rom.)	91
I. ȘERBĂNOIU și N. CIOCAN, Contribuții privind stabilirea indicatorilor de evaluare a performanței tehnologiei de execuție a elementului și subansamblului din structura obiectului de construcție (franc., rez. rom.)	95
RECENZII	99

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tome XXXV (XXXIX), Fasc. 1—4 1989

Section V

CONSTRUCTIONS. LAND RECLAMATION

CONTENTS

Pp.

V.-F. POTERAŞU and N. MIHALACHE, Stress Concentrations in Linear Elastic Contact Determinated by Boundary Element Method (English, Romanian summary) 1

D. PRECUPANU, Displacement Stiffness of a Propped Cantilever Prestressed by High-Strength Tie Bars (English, Romanian summary) 9

D. PRECUPANU, Sur l'application de la méthode des différences finies a l'intégration des équations de stabilité à une seule variable (I) (French, Romanian summary) 15

G. ATANASIU, Identification Method for Correcting the Dynamical Computational Model of Building Structure (English, Romanian summary) . . . 19

N. MIHALACHE and V.-F. POTERAŞU, Progressive Failure Model for Reinforced Concrete Shear Walls (English, Romanian summary) 27

A. RADU and N. ŢĂRANU, The Physical Modelling, a Useful Tool in the Development of Housing Science (English, Romanian summary) 33

V. HOBJILĂ, I. CIONCRADI et R. CIORNEI, Essai dynamique d'un modèle de cadres préfabriqués en béton précontraint (French, Romanian summary) 39

V. PESCARU, C. ŞERBESCU et P. STRĂTEANU, Sur les coques paraboloï de-hyperbolyques en toles profilées (French, Romanian summary) 43

N. FLOREA, Algorithm for Design of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Forces (English, Romanian summary) 49

GH. NISŢOR et Ï. VLAD, Algorithme et programme pour calculer les déplacements et les déformations verticales des barages à l'aide des mesures de nivellement géométrique de haute précision (French, Romanian summary) 53

E. BÂRSAN and C. IGNAT, Analysis of Water Supply System having Pump Stations, Water Supply Network and Equalizing Reservoir (English, Romanian summary) 59

ŞT. POPESCU, O. ALEXANDRESCU et D. LEU, Un modèle mathématique pour le mouvement quasipermanent, à débit variable, dans les canaux nonprismatiques (French, Romanian summary) 65

O. ALEXANDRESCU, D. LEU et A. ALEXANDRESCU, L'écoulement sur le débouchage siphonné d'un conduit de refoulement et le débit d'amorçage (French, Romanian summary) 77

	Pp.
E. NIŢESCU, C. CISMARU and S. TOMA, Experiments concerning Irrigation with Magnetically Treated Water (English, Romanian summary)	83
I. GIURMA, C. ANTOHI and D. COTIUŞCĂ, Contributions on Water Depth Measurement in Rivers and Lakes (English, Romanian summary)	87
V. TOBOLCEA et H. VARTOLOMEI, Recherches expérimentales concernant les prises filtrantes d'air des systèmes d'aération pneumatique (French, Romanian summary)	91
I. ŞERBĂNOIU et N. CIOCAN, Contributions concernant l'établissement des indicateurs permettant à évaluer la performance de la technologie d'exécution de l'élément ét du sousensemble de la structure de l'objet de construction (French, Romanian summary)	95
BOOK REVIEWS	99

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XXXV (XXXIX), Вып. 1—4 1989

Секция V

СТРОИТЕЛСТВО. МЕЛИОРАЦИЯ

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

В.-Ф. ПОТЕРАШУ и Н. МИХАЛАКЕ, Концентраций напряжений в эластическим линеарным контакте с применением метода граничных элементов (англ., рез. рум.) 1

Д. ПРЕКУПАНУ, Жёсткость на перевижении балок предварительно напряжённые затяжками (англ., рез. рум.) 9

Д. ПРЕКУПАНУ, К вопросу использований конечных разниц метода при расчёт на устойчивость (I) (франц., рез. рум.) 15

Г. АТАНАСИУ, Метод идентификации для исправления динамической численной модели строительной структуры (англ., рез. рум.) . . 19

Н. МИХАЛАКЕ и В.-Ф. ПОТЕРАШУ, Модел постепенного разрушения для железобетонных диафрагм (англ., рез. рум.) 27

А. РАДУ и Н. ЦЭРАНУ, Физические модели — полезные инструмент в развитие строительства (англ., рез. рум.) 33

В. ХОБЖИЛЭ, И. ЧЙОНГРАДИ и Р. ЧОРНЕЙ, Динамическое исследование для моделя сборных рам из предварительно-напряжённого железобетона (франц., рез. рум.) 39

В. ПЕСКАРУ, К. ШЕРБЕСКУ и П. СТРЭТЯНУ, О покрытиях в виде гиперболического параболоида из стальных профилированных листов (франц., рез. рум.) 43

Н. ФЛОРЯ, Алгоритм для проектирования железобетонных балок действующих поперечными силами (англ., рез. рум.) 49

Г. НИСТОР и И. ВЛАД, Алгоритм и программа за вычисления вертикальных деформаций и смещений плотин при помощи высокоточного геометрического нивелирования (франц., рез. рум.) 53

Э. БЫРСАН и К. ИГНАТ, Анализ водоснабжение системы созданны из насосов станции, кальцевой сети и контррезервуары (англ., рез. рум.) 59

ШТ. ПОПЕСКУ, О. АЛЕКСАНДРЕССУ и Д. ЛЕУ, Математическая модель для постоянного движения в руслах с неравномерным расходом и неприсматического сечения (франц., рез. рум.) 65

Стр.

О. АЛЕКСАНДРЕСКУ, Д. ЛЕУ и А. АЛЕКСАНДРЕСКУ, Течение воды через сифонные водовыпускные сооружения и зарядный расход (франц., рез. рум.) 77

Е. НИЦЕСКУ, К. ЧИСМАРУ и С. ТОМА, Исследования к орошении омагниченной водой (англ., рез. рум.) 83

И. ДЖУРМА, К. АНТОХИ и Д. КОТЮШКЭ, Вклад о измерении глубиных в реках и озёрах (англ., рез. рум.) 87

В. ТОБОЛЧЯ и Х. ВАРТОЛОМЕЙ, Экспериментальные исследования над фильтрующими выпусками воздуха систем пневматической аэрации (франц., рез. рум.) 91

И. ШЕРБЭНОЮ и Н. ЧОКАН, Некоторые вопросы установления показателей оценки технологического достижения качества работ элемента и подансамбла структуры строительного объекта (франц., рез. рум.) 95

РЕЦЕНЗИИ 99

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 539.3

STRESS CONCENTRATIONS IN LINEAR ELASTIC CONTACT DETERMINATED BY BOUNDARY ELEMENT METHOD

BY

VICTOR-FLORIN POTERAŞU and NICU MIHĂLACHE

1. Introduction

The Boundary Element Method is well adapted to study the contact problems particularly sensitives to the stress concentrations. For these types of technical problems the boundary element method (BEM) is more advantageous that the finite element method where are necessary to build many hundreds or thousands finite elements and much computer time for obtaining an accuracy result. Few papers studied this difficult iterative technical complex problem (for mechanical assemblages, the rolling problems for the bridges in the strain plane state, cylinder rolling on the surface, industrial constructions, etc.) [1], [3], [5], [7].

The paper presents, in the first part the elastic linearity aspects of the elastic surfaces in contact determined by the loads which deforme these surfaces. In the second part are presented the posibilities to solve the linear elastic contact problems by means of BEM and are given an illustrative exemple.

2. Linear Elastic Contact

Two or more cylindrical elastic solids are in contact along one generating line if the active concentrated load $P(P_z = \text{const.})$ is helded in the joint tangential plane. By pressure with the load P is obtained the contact area. In the engineering problems it is necessary to determine the contact area, its dimensions, the displacements in two directions, the strains and stresses. Considering the ratio between the contact area dimensions and the solids ones, Boussinesq have solved the contact problem in elastic linear range [4] (Fig. 1).

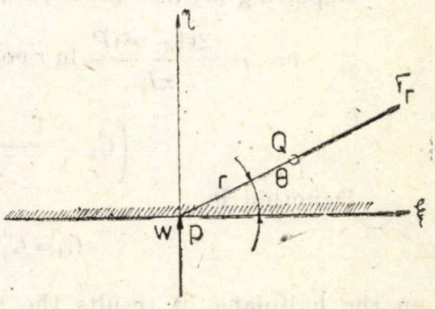


Fig. 1

The solids in contact work in strain state plane ($\varepsilon_z = 0$) and spatial stress state, thus the specific strains with respect to the displacements are given by :

$$(1) \qquad \varepsilon_r = u_{,r}; \quad \varepsilon_\theta = \frac{1}{r} v_{,\theta} + \frac{1}{r} u; \quad \gamma_{r\theta} = v_{,r} - \frac{1}{r} v + \frac{1}{r} u_{,\theta}.$$

The stresses are obtained from generalized H o o k e ' s law with the conditions $\varepsilon_z=0$, $\sigma_z=\nu(\sigma_r+\sigma_\theta)$ namely :

$$(2)\qquad \varepsilon_r=\frac{1-\nu^2}{E}\left(\sigma_r-\frac{\nu}{1-\nu}\sigma_\theta\right),\quad \varepsilon_\theta=\frac{1-\nu^2}{E}\left(\sigma_\theta-\frac{\nu}{1-\nu}\sigma_r\right),\quad \gamma_{r\theta}=\frac{2(1+\nu)}{E}\tau_{r\theta}.$$

B o u s s i n e s q considers that the stresses are of the following form :

$$(3)\qquad \sigma_r=-\frac{2P}{\pi}\cdot\frac{\sin\theta}{r},\quad \sigma_\theta=0,\quad \tau_{r\theta}=0.$$

From the first relations (1), (2) and considering (3), it results

$$(4)\qquad u_{,r}=\varepsilon_r=-\frac{2(1-\nu^2)P}{\pi E}\cdot\frac{1}{r}\sin\theta$$

and respectively

$$(5)\qquad u=-\frac{2(1-\nu^2)P}{\pi E}\sin\theta\ln r+f_1(\theta).$$

The tangential displacement results from the above relations :

$$(6)\qquad v=-\frac{2P}{\pi E}\left[(1-\nu^2)\ln r+\nu(1+\nu)\cos\theta-\int f_1(\theta)\,d\theta+f_2(r)\right],$$

where $f_1(\theta)$ and $f_2(r)$ are indeterminate functions. To determine these functions we use the relations (1), (3), (5), (6) and the equations

$$(7)\qquad \int f_1(\theta)\,d\theta+f_1'(\theta)-\frac{2(1+\nu)P}{\pi E}\cos\theta=0,\quad -\frac{1}{r}f_2(r)+f_2'(r)=0,$$

with the solutions :

$$(8)\qquad f_1(\theta)=B_1\cos\theta+C_1'\sin\theta+\frac{2(1+\nu)P}{\pi E}\theta\cos\theta,\quad f_2(r)=A_1r.$$

Replacing (8) into (5) it results

$$v=-\frac{2(1-\nu^2)P}{\pi E}\ln r\cos\theta-B_1\sin\theta-\frac{P}{\pi E}(1+\nu)\sin\theta+$$

$$+\left(C_1'-\frac{1-\nu-2\nu^2}{\pi E}P\right)\cos\theta+A_1r'.$$

Denoting by

$$C_1=C_1'-\frac{1-\nu-2\nu^2}{\pi E}P$$

on the halfplane, it results the tangential displacement

$$(9)\qquad v=\begin{cases}-\dfrac{2(1-\nu^2)P}{\pi E}\ln|\xi|+C_1+A_1|\xi|, & \xi>0,\\[2ex] \dfrac{2(1-\nu^2)P}{\pi E}\ln|\xi|+C_1+A_1|\xi|, & \xi<0.\end{cases}$$

The displacement w along the coordinate $w\eta$ is

$$w=-\frac{2(1-\nu^2)P}{\pi E}\ln|\xi|+C_1+A_1\xi, \tag{10}$$

where C_1 and $A_1\xi$ characterize the rigid body motions. To obtain the contact displacement is assumed the effect pressure superposition on the contact area S_c, as in Fig. 2. The displacement of a point A from the line of elastic halfplane produced by an elementary load $p(t)\,\delta t$ is

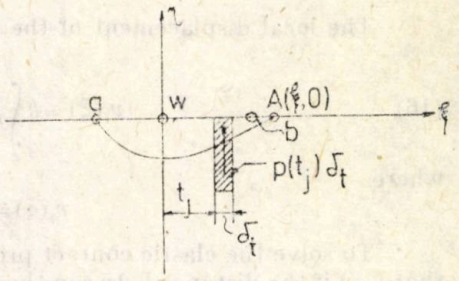


Fig. 2

$$\delta w_j=\frac{2p(t_j)\delta t(1-\nu^2)}{\pi E}\ln|\xi-t_j|+ \tag{11}$$
$$+C_j+A_j(\xi-t_j).$$

After the integral, sum and limit processus ($\delta t\to 0$, $j\to\infty$) it results :

$$w=\frac{2(1-\nu^2)}{\pi E}\int_a^b p(t)\ln|\xi-t|\,dt+w_0, \tag{12}$$

valid when the transversal contact area is small with respect to the surface curvature radius. With the last relation, the neighbouring displacement of the flanks

$$v_l(\xi)=v_1(\xi)+v_2(\xi)=\eta(\xi)$$

becomes

$$v_l(\xi)=\frac{2}{\pi}\left(\frac{1-\nu_1^2}{E_1}+\frac{1-\nu_2^2}{E_2}\right)\int_a^b p(t)\ln|\xi-t|\,dt+w_0=\eta(\xi), \tag{13}$$

where ν_i and E_i, $(i=1,2)$. are, respectively, the P o i s s o n 's coefficients and the elastic Y o u n g's modulus of the solids in contact. For the cylinders with finite lengths, in the central area there is a strain plane state and at the extremities, a stress plane state, thus the neighbouring displacement of the flanks becomes [3] :

$$v_l(\xi)=\frac{2}{\pi}\left(\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}\right)\int_a^b p(t)\ln|\xi-t|\,dt+w_0=\eta(\xi). \tag{14}$$

From the relations (13) and (14) it results

$$k\int_a^b p(t)\ln|\xi-t|\,dt+w_0=\eta(\xi), \tag{15}$$

where for the strain plane state

$$k=\frac{2}{\pi}\left(\frac{1-\nu_1^2}{E_1}+\frac{1-\nu_2^2}{E_2}\right), \quad [\mathrm{cm^2/daN}]$$

and for the stress plane state

$$k=\frac{2}{\pi}\left(\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}\right), \quad [\mathrm{cm^2/daN}].$$

The local displacement of the flanks (14) becomes

$$v_l(\xi)=k\int_a^b p(t)\ln\left|\frac{\xi-t}{b-t}\right|\mathrm{d}t, \tag{16}$$

where

$$v_l(\xi)=\eta_l(\xi)-\eta_l(b).$$

To solve the elastic contact problems it is necessary to take into account that : a) if the distance between the flanks and the load P are known, is necessary to determine the extension of contact area and the pressure distribution $p(\xi)$ (direct problem) ; b) if the extension of contact area and the pressure distribution are known, is necessary to determine the distance variation between the flanks (indirect problem).

3. Boundary Element Method in Contact Problems

The BEM allows the direct coupling in the system the equations of the shear and normal stresses. The contact problem consists in solving two or more N a v i e r's equations coupling together by the contact conditions. Generally, the contact surface depends on the external loads and from this point of view the contact problem becomes nonlinearly. To solve this types of problems, without friction, it is necessary to use an incremental or iterative technique [1].

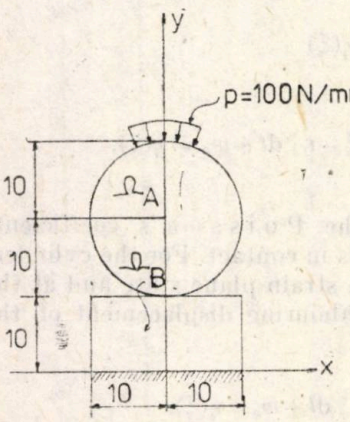


Fig. 3

Using the direct problem and the relations (16) it results the integral equation [4]:

$$k\int_{S_c} p(t)\ln\left|\frac{\xi-t}{b-t}\right|\mathrm{d}t=\eta_l(\xi)-\eta_l(b). \tag{17}$$

Using the B e t t i 's reciprocity theorem and the weighted residual technique the following integral equation on the boundary is obtained:

$$cu_i(M)+\int_S t^*_{ij}(M,N)u_j(N)\,\mathrm{d}S(N)=\int_S u^*_{ij}(M,N)t_j(N)\,\mathrm{d}S(N), \tag{18}$$

where

$$t^*_{ij}(M,N)=\delta_{ij}(M,N)+t_{ij}(M,N).$$

If for solids in contact (Fig. 3) we introduce the contact displacements, it results two coupled integral equations ;

$$(20)\quad \begin{cases} \displaystyle\int_{S^A-S_c^A} t_{ij}^{*A} u_j^A \, dS + \int_{S_c^A} t_{ij}^{*A} v_j^A \, dS + \int_{S_c^A} t_{i1}^{*A} \alpha u_1^0 \, dS = \int_{S^A} u_{ij}^{*A} t_{ij}^A \, dS, \\ \displaystyle\int_{S^B-S_c^B} t_{ij}^{*B} u_i^B \, dS + \int_{S_c^B} t_{ij}^{*B} v_j^B \, dS + \int_{S_c^B} t_{i1}^{*B} (1-\alpha) u_1^0 \, dS = \int_{S^B} u_{ij}^{*B} t_j^B \, dS, \end{cases}$$

where

$$v_1^A = u_1^A - \alpha u_1^0, \qquad v_2^A = u_2^A, \qquad v_1^B = u_1^B - (1-\alpha) u_1^0, \qquad v_2^B = u_2^B.$$

The coupled integral equations may be written under the form

$$(21)\quad \begin{cases} \displaystyle\int_{S^A-S_c^A} t_{ij}^{*A} u_j^A \, dS + \int_{S_c^A} (t_{i1}^{*A} v_1 + t_{i2}^{*A} v_2^A) \, dS - \int_{S_c^A} u_{i1}^{*A} t_1 \, dS = \int_{S^A-S_c^A} u_{ij}^{*A} t_j^A \, dS - \int_{S_c^A} t_{i1}^{*A} \alpha u_1^0 \, dS, \\ \displaystyle\int_{S^B-S_c^B} t_{ij}^{*B} u_j^B \, dS + \int_{S_c^B} (-t_{i1}^{*B} v_1 + t_{i2}^{*B} v_2^B) \, dS - \int_{S_c^B} u_{i1}^{*B} t_1 \, dS = \int_{S^B-S_c^B} u_{ij}^{*B} t_j^B \, dS - \int_{S_c^B} t_{i1}^{*B} (1-\alpha) u_1^0 \, dS. \end{cases}$$

To solve numerically the integral coupled equations system (21) the boundary in contact is divided in boundary elements. Finally, it is obtained the following algebraic equations system :

$$(22)\quad \begin{bmatrix} t^{*A} & t_1^{*A} & t_2^{*A} & 0 & -u_1^{*A} & 0 \\ 0 & -t_1^{*B} & 0 & t^{*B} & -u_1^{*B} & t_2^{*B} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^A \\ v_1 \\ v_2^A \\ u^B \\ t_1 \\ u_2^B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} u^{*A} & 0 & -t_1^{*A} & 0 \\ 0 & u^{*B} & 0 & -t^{*B} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} t^A \\ t^B \\ \alpha u_1^0 \\ (1-\alpha) u_1^0 \end{Bmatrix}.$$

The solution of the system (22) represents the displacements and the stresses in the contact area.

4. Numerical Exemple

It is considered the elastic contact between a cylinder (Fig. 3) having in the upper part a load $p = 100$ N/mm and a plane bear made from the same material ($E = 220\,000$ N/mm^2, $\nu = 0.3$). Because the system is simetrically with respect to y-axis, the boundary element discretization is made only in one half-domain (Fig. 4) resulting 35 nodes on the boundary, 19 interior nodes and 30 boundary elements. In the initial state was been considered one punctual contact, respectively, $15 \equiv 16$ (Fig. 4). The system is actionned by the load $p_y = -100$ N/mm; the displacements and the stresses in the contact area are presented in the Table 1. It is obtained a stress concentrations in the contact points σ_y greater with 20.4% with respect to the applied load.

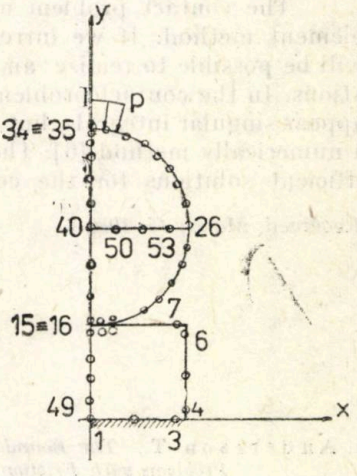


Fig. 4

Table 1

Nodes	$u\times10^{-3}$ mm	$v\times10^{-3}$ mm	σ_x N/mm^2	σ_y N/mm^2	τ_{xy} N/mm^2	τ_z N/mm^2
11	−0.5262	−0.00541	−46.5	0	0	−13.95
12	−0.3675	−0.04867	−48.36	0	0	−14.51
13	−0.1658	−0.09275	−49.94	0	0	−14.98
14	−0.0601	−0.1335	−49.76	0	0	−14.93
15 ≡ *16*	0	−0.1491	− 3.69	120.4	−44.7	35.0
17	−0.08046	−0.1158	74.68	59.2	22.3	47.56
18	−0.1207	−0.06487	26.3	0.79	4.23	8.13
19	−0.1666	−0.0758	10.16	0.13	0.96	3.089

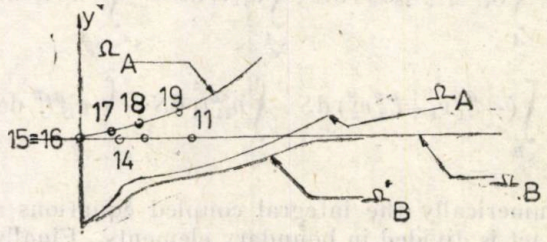


Fig. 5

The displacements variations is represented graphically in Fig. 5, where it results also the contact area extension in the points *14* and *17*, respectively the curves Ω_B^* and Ω_A^*. Because the cylinder — plane bear contact works in the strain plane state, hence $\varepsilon_z = 0$; the values of the normal stresses σ_y are presented in the Table 1. Having in view that the stresses σ_y in the points *11* and *14* are null it results that the contact surface is limited, after the load pressure, until the points $14 \in \Omega_B$ and $17 \in \Omega_A$.

5. Conclusions

The contact problem may be solved more easily using the boundary element method. If we introduce the *p*-adaptive boundary elements [2] it will be possible to realize an iterative processus from the simple discretizations. In the contact problems solved by means of boundary element methods appear singular integrals, but it is possible to determine their values by utilising a numerically method [6]. The *R*-Functions Method [8] may introduce a new efficient solutions for the contact problems.

Received, March 15, 1989

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Mechanics and
Strength of Materials
and
Department of Structural Mechanics,
Concrete and Technology

REFERENCES

1. Andersson T., *The Boundary Element Method Applied to Two-Dimensional Contact Problems with Friction.* In Brebbia, C. A. (Ed.), *Boundary Element Methods.* Proc. 3-rd Int. Seminar, Irvine, California, Springer-Verlag, 1981, 239—258.

2. A l a r c o n E., R e v e t e r A., *p-Adaptive Boundary Elements*. Int. J. Num.Methods Eng., **23**, 801--829 (1986).
3. B a t h e K. J., C h a u d h a r y A., *A Solution Method for Planar and Axisymetric Contact Problems*. Int. J. Num. Methods Eng., **21**, 65--88 (1985).
4. B o i c u N., *Contactul elastic liniar*. Ed. Acad. R.S.R., Bucureşti, 1977.
5. C h a r l i e r R., H a b r a k e n A. M., *On the Modelling of Three-dimensional Contact with Friction Problems in Context of Large Displacements Problems*. Proc. Int. Conf. NUMIFORM 86, Gotheborg, Aug. 1986, A. A. Balkema, Rotterdam, 1986.
6. F a b r i k a n t V. I., *Computer Evaluation of Singulars Integrals and their Applications*. Int. J. Num. Methods Eng., **23**, 1 439—1 435 (1986).
7. G a f i ţ a n u M., P o t e r a ş u V. F., M i h a l a c h e N., *Elemente finite şi de frontieră cu aplicaţii la calculul organelor de maşini*. Ed. Tehnică, Buc., 1987.
8. K u c w a j J., O r k i s z J., *Computer Approach to the R-Functions Method of Solution of Boundary Value Problems*. Arbitrary Domains, Computer & Structures, **22**, *1*, 1—12 (1986).

CONCENTRĂRI DE TENSIUNI ÎN CONTACTUL ELASTIC LINIAR DETERMINAT CU METODA ELEMENTELOR DE FRONTIERĂ

(Rezumat)

Metoda elementelor de frontieră este bine adaptată problemelor de contact în care apar concentrări de tensiuni.

După ce se prezintă unele aspecte teoretice ale contactului elastic liniar şi modul de scriere al sistemului de ecuaţii integrale pe frontieră, se studiază un exemplu numeric detaliat în care se evidenţiază concentrările de tensiuni în zona studiată. Exemplul considerat, contact cilindru—plan, este relevant pentru reazemele de poduri precum şi în construcţiile industriale.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 624.04

DISPLACEMENT STIFFNESS OF A PROPPED CANTILEVER PRESTRESSED BY HIGH-STRENGTH TIE BARS

BY

DAN PRECUPANU

1. Calculation Hypotheses

For determining the displacement stiffness of a propped cantilever prestressed by high-strength tie bars, the following hypotheses are admitted: the beam is straight and has a constant section along; the prestressing tie-bar is rectilinear and parallel to the longitudinal axis; the material of the beam and tie-bar obeys the hypotheses of lineary elastic calculation.

2. The Establishing of Calculation Relationships

2. 1. Prestressed Bar at the Fixed End (Fig. 1 *a*)

Applying to the knot *1* a unitary displacement (Fig. 1 *b*) we note with:
X_1 — the bending moment at the end *1*,
X_2 — the effort in the tie-bar.

The compatibility condition of displacements concerning the system represented in Fig. 1 *c* may be written:

$$[\delta]\{X\}=\{\Delta_p\}, \tag{1}$$

the coefficients δ and the terms Δ_p having the expressions:

$$EI\delta_{11}=\frac{l}{3},\quad EI\delta_{12}=-\frac{2-\beta}{2}\beta l h_t,$$

$$EI\delta_{22}=\beta l\left(h_t^2+\frac{I}{A}\right),\quad \Delta_{1p}=\frac{1}{l},\quad \Delta_{2p}=-\frac{X_2\beta l}{E_t A_t}.$$

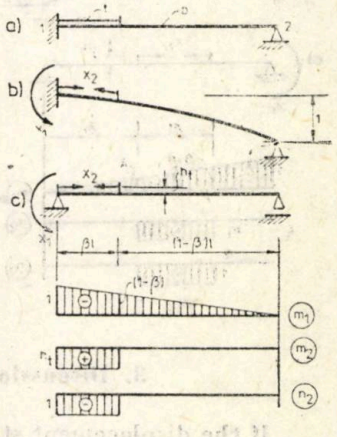


Fig. 1

The matrix $[\delta]$ and the vector $\{\Delta_p\}$ are given by the expressions:

$$(2)\qquad [\delta]=\frac{l}{EI}\begin{bmatrix}\frac{1}{3} & -\frac{2-\beta}{2}\beta h_t\\ -\frac{2-\beta}{2}\beta h_t & \beta\left(h_t^2+\frac{I}{A}\right)\end{bmatrix},\quad \{\Delta_p\}=\begin{Bmatrix}\frac{1}{l}\\ -\frac{X_2\beta l}{E_tA_t}\end{Bmatrix}.$$

Using the notation

$$(3)\qquad \frac{EI}{E_tA_t}=\gamma$$

and taking into account (2) and (1) we get :

$$(4)\qquad X_1=\frac{3EI}{l^2}\cdot\frac{h_t^2+I/A+\gamma}{h_t^2[1-0.75\beta(2-\beta)^2]+I/A+\gamma},$$

$$(5)\qquad X_2=\frac{3EI}{l^2}\cdot\frac{(2-\beta)h_t}{2h_t^2[1-0.75\beta(2-\beta)^2]+I/A+\gamma}.$$

2.2. Prestressed Bar in the Span (Fig. 2 *a*)

In the condition (1) we change only the coefficient δ_{12} which turns into

$$EI\delta_{12}=-\frac{2\bar{\beta}+\beta}{2}\beta l h_t$$

and, consequently, the matrix $[\delta]$ gets the form :

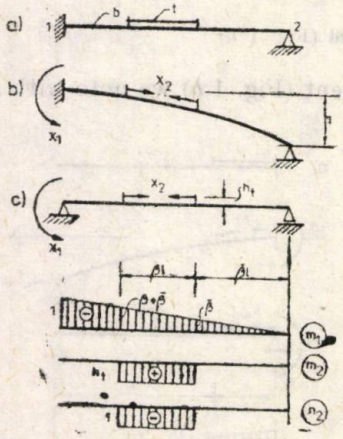


Fig. 2

$$(2')\qquad \delta=\frac{l}{EI}\begin{bmatrix}\frac{1}{3} & -\frac{2\bar{\beta}+\beta}{2}\beta h_t\\ -\frac{2\bar{\beta}+\beta}{2}\beta h_t & \beta\left(h_t^2+\frac{I}{A}\right)\end{bmatrix}.$$

For the efforts X_1 and X_2 we obtain the expressions :

$$(4')\quad X_1=\frac{3EI}{l^2}\cdot\frac{h_t^2+I/A+\gamma}{h_t^2[1-0.75\beta(2\bar{\beta}+\beta)^2]+I/A+\gamma},$$

$$(5')\quad X_2=\frac{2EI}{l^2}\cdot\frac{(2\bar{\beta}+\beta)h_t}{2h_t^2[1-0.75\beta(2\bar{\beta}+\beta)^2]+I/A+\gamma}.$$

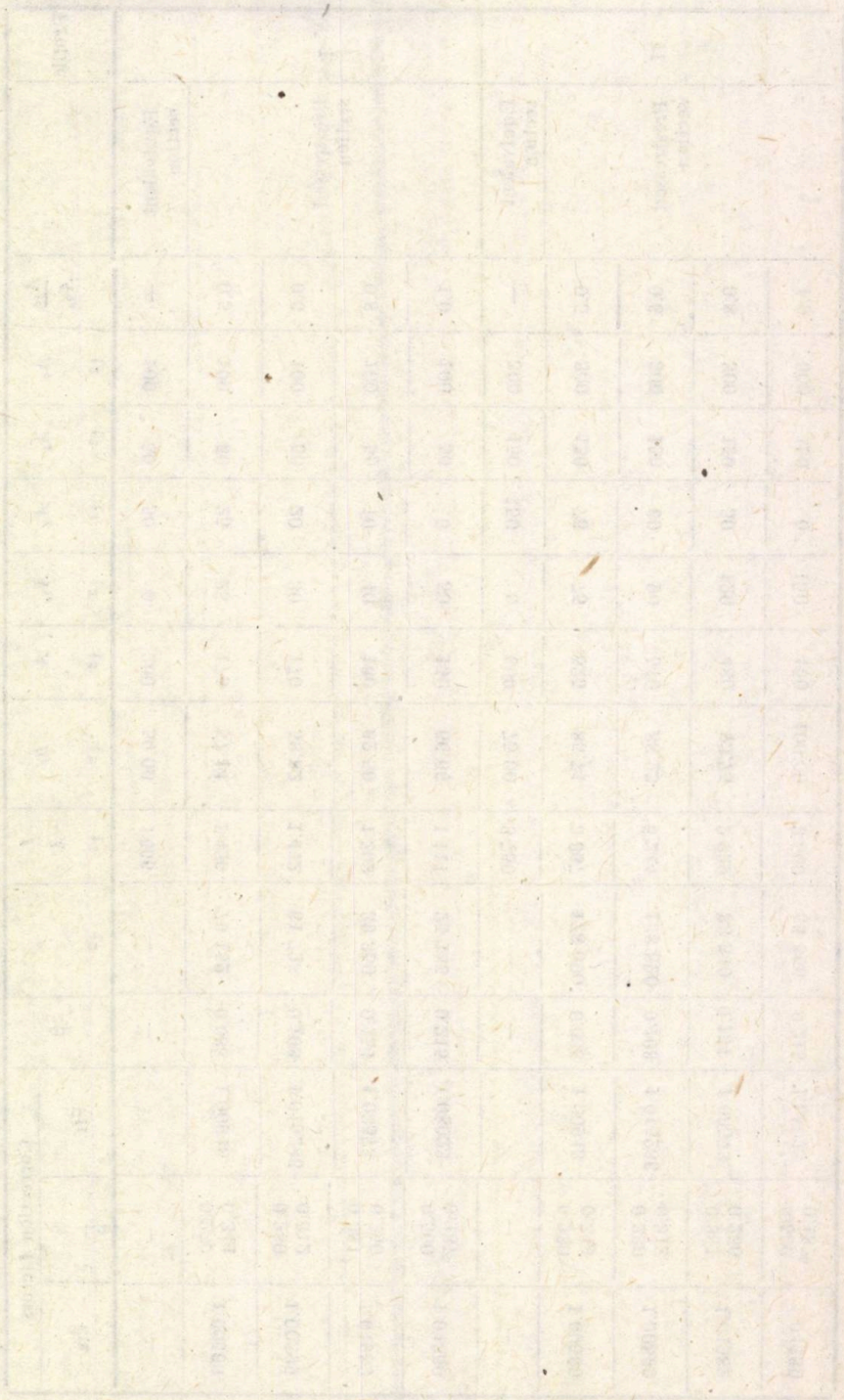
3. Discussion of the Calculation Relationships

If the displacement stiffness of the prestressed bar, noted by $\overline{K}_p$, is X_1, the moment introduced in § **2.1**, from the relationships (4), (4') it follows that :

Table I

$$\alpha \frac{E}{E_t} = 7.5555$$

Profile		$\frac{A_{te}}{A_{2e}}$	A_t t^2	A_1 t^2	A_2 t^2	A_{te} t^2	A t^2	h_t t^2	$\frac{I}{A}$ t^2	γ t^2	β	Correction factors		
												$\bar{p}_{11}$	$\frac{\beta}{\bar{\beta}}$	$\bar{p}_{12}$
I	Equivalent section	—	100	50	50	0	200	50.00	1666	—	—		—	—
	Prestressed section	0.5	100	50	25	25	175	57.14	1 496	79 152	0.088	1.00948	0.230 0.344	1.00569
		0.6	100	50	20	30	170	58.82	1 442	61 728	0.108	1.015286	0.280 0.312	1.00899
		0.8	100	50	10	40	160	62.50	1 302	39 350	0.154	1.03573	0.381 0.250	1.01982
		1.0	100	50	0	50	150	66.66	1 111	25 185	0.215	1.08023	0.500 0.187^5	1.04330
II	Equivalent section	—	300	150	150	0	600	75.00	3 750	—	—		—	—
	Prestressed section	0.5	300	150	75	75	525	85.71	3 367	178 090	0.088	1.00948	0.230 0.344	1.00569
		0.6	300	150	60	90	510	88.23	3 244	138 890	0.108	1.015286	0.280 0.312	1.00899
		0.8	300	150	30	120	480	93.75	2 929	88 540	0.154	1,03573	0.381 0.250	1.01982
		1.0	300	150	0	150	450	100.00	2 500	56 666	0.215	1.08023	0.500 0.187^5	1.04330



(6) $$\bar{K}_p = \bar{K}\bar{\rho}_{1i},$$

where $\bar{K}$ represent the displacement stiffness of the bar without a tie-bar and $\bar{\rho}_{1i}$ — a correction factor ($i = 1, 2$ for the analysed elements) whose expression is : a) for the prestressed bar at the built in extremity :

(7) $$\bar{\rho}_{11} = \frac{h_t^2 + I/A + \gamma}{h_t^2[1 - 0.75\beta(2-\beta)^2] + I/A + \gamma};$$

b) for the prestressed bar in the span :

(7′) $$\bar{\rho}_{12} = \frac{h_t^2 + I/A + \gamma}{h_t^2[1 - 0.75\beta(2\beta+\beta)^2] + I/A + \gamma}.$$

Considering the relationships (7), (7′) it follows that the correction factors $\bar{\rho}_{11}$, $\bar{\rho}_{12}$, are influenced by the degree of prestressing of the section and the quality of the material in the beam and tie-bar (I/A, γ), the length of the tie-bar compared to the length of the beam (β) as well as the distance between the tie-bar and the axis of the bar (h_t). With the aim to calculate these factors, according to the above mentioned parameters, it is necessary to know the form of the section. The way in which this parameter modifies the above mentioned correction factors will be further discussed.

The beams and columns of metallic structures have, in most cases, the section double T or, under a form which can be assimilated to this profile. For the proposed discussion two types of profiles will be considered, I and II, which differ by the web flexibility (Fig. 3).

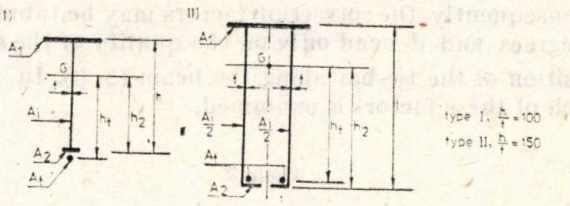


Fig. 3

As it is known [2], the prestressed section is obtained considering an unprestressed section having the same bending moment, which is called an equivalent section, reducing the area of the tensioned flange proportionally to those of the tie-bar. The stronger the tie-bar, that is the higher the prestressing degree, the more reduced is the area of the tensioned flange. The ratio between the equivalent area of the tie-bar A_{te}, ($A_{te} = \alpha A_t$, $\alpha = R_t/R$), and that of the tensioned flange of the equivalent section, A_{2e}, corresponds to a certain degree of the bar prestressing. In the following calculation this degree will be successively considered equal to 0.5 (the tie-bar replaces half of the flange of the equivalent section) ; 0.6 ; 0.8 ; 1.00 (the tie-bar replaces the whole tensioned flange, the section reaching the shape T). As regards the equivalent

section this is, as it is known, a double T profile with equal flanges if the resistances of the beam steel at tension and compression are equal. The optimum form of this profile has half of its area disposed in the web and a quarter in each flange [3]. Consequently, starting from two such optimum profiles, which differ between them only by the web flexibility coefficient, through the gradual reducing of the tensioned flange and the corresponding increase of the tie-bar area, the four sections with different prestressing degrees, shown in Table 1, are obtained. For each of them the respective geometrical characteristics are determined ($A_i, A_1, A_2, A_{te}, A, h_t$). For the profile having thin walls it is admitted that the height of the web is equal to the total one of the section.

The other factors which appear in the relationships (7), (7'), will be considered the same for both types of sections namely: a) $E_t=1.8\times10^6$ daN/cm²; $E=2.1\times10^6$ daN/cm² ; b) $R_t=13\ 600$ daN/cm² ; $R=2\ 100$ daN/cm² and consequently $\alpha=13\ 600/2\ 100=6.4762$; c) the prestressing degree(A_{te}/A_{2e}) equal to 0.5 ; 0.6 ; 0.8 ; 1.00 ; d) the factor β, according to Table 4 from [1], for any case of loading, for example, the concentrated force applied at the middle of the span ; e) the tie-bar placed at the level of the bottom face of the beam ($h_t=h_2$).

Then it follows that the coefficient γ, defined through relationship (3), is equal to

$$\gamma=\alpha\frac{EI}{E_tA_{te}}.$$

The values $\bar{\rho}_{11}$, $\bar{\rho}_{12}$, calculated with the above mentioned data, are presented in Table 1.

It may be noticed that these values are the same for the two types of sections and, consequently, the correction factors may be tabulated for different prestressing degrees and depend only on the quality of the steels used ($\alpha E/E_t$) and on the position of the tie-bar along the beam ($\beta, \bar{\beta}$). In what follows, the influence of each of these factors is examined.

Table 2

$$\alpha\frac{E}{E_t}=6.40$$

$\frac{A_{te}}{A_{2t}}$	A_t	A_1	A_2	A_{te}	A	h_t	$\frac{I}{A}$	γ	Correction factors			
	t^2	t^2	t^2	t^2	t^2	t^2	t^2	t^2	β	$\bar{\rho}_{11}$	$\frac{\beta}{\bar{\beta}}$	$\bar{\rho}_{12}$
0.5	100	50	25	25	175	57.14	1 496	67 046	0.088	1.01109	0.230 0.344	1.00665
0.6	100	50	20	30	170	58.82	1 442	52 288	0.108	1.01786	0.280 0.312	1.01049
0.8	100	50	10	40	160	62.50	1 302	33 331	0.154	1.04154	0.381 0.250	1.02302
1.0	100	50	0	50	150	66.66	1 111	21 333	0.215	1.09281	0.500 0.187⁵	1.04984

a) *The Quality of Steels in the Beam and Tie-Bar*

The ratio $\alpha E/E_t$ is as much higher as the resistance of the tie-bar is higher. A superior limit may be considered for the case when the tie-bar is made of high strength wire with $R_t=13\,600$ daN/cm² and $E_t=1.8\times10^6$ daN/cm² ($\alpha E/E_t=7.5555$) ; the values $\bar{\rho}_{1i}$ are presented in table 1. An inferior limit of the ratio corresponds to the tie-bar made of steels with lower resistance as for example, those with $R_t=12\,800$ daN/cm² and $E_t=2\times10^6$ daN/cm² ($\alpha E/E_t=6.40$) ; the values $\bar{\rho}_{1i}$ are concentrated in Table 2.

b) *The Position of the Tie-Bar along the Beam*

The factors β, $\bar{\beta}$ depend on the form of the diagram of the bending moment. For the loaded bar with a load evenly distributed — opposite limit case to the loading with a concentrated load in the middle of a beam—the correction factors of stiffness at displacement are reproduced in Table 3.

Table 3

$$\alpha\frac{E}{E_t}=7.5555$$

$\frac{A_{te}}{A_{2e}}$	A_i	A_1	A_2	A_{te}	A	h_t	$\frac{I}{A}$	γ	Correction factors			
	t^2	t^2	t^2	t^2	t^2	t^2	t^2	t^2	β	$\bar{\rho}_{11}$	$\frac{\beta}{\bar{\beta}}$	$\bar{\rho}_{12}$
0.5	100	50	25	25	175	57.14	1 496	79 152	0.068	1.0075	0.428 0.168	1.0073
0.6	100	50	20	30	170	58.82	1 442	61 728	0.084	1.0121	0.472 0.150	1.0110
0.8	100	50	10	40	160	62.50	1 302	39 350	0.123	1.0293	0.558 0.115	1.0233
1.0	100	50	0	50	150	66.66	1 111	25 185	0.177	1.0681	0. 644 0.085	1.0486

4. Conclusions

From examination of the results obtained in the Tables 1...3 the following conclusions may be formulated :

1°. The displacement stiffness of the prestressed bar is bigger than that of the unprestressed one with the same section. For the prestressed element at the built, in extremity the growth of stiffness increases with the prestressing degree, reaching up to 9% while at the prestressed span beam the stiffness increase is smaller, maximum 5%.

2°. The lower the resistance of the prestressing tie-bar, the higher is the stiffness of the prestressed beam. If the variation of the resistance is made in a limited domain, so that the tie-bar should remain in a high resistance category (with $R_t=12\,000...15\,000$ daN/cm²), the modifications of the displacement are insignificant (under 2.5%, s. Tables 1, 2).

3°. The distribution law of the external cross loads has also a small influence on the modification of the displacement stiffness. The values obtained in Table 3 differ from those calculated in Table 1 with maximum 1%.

Received, May 25, 1988

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Structural Mechanics,
Concrete and Technology

REFERENCES

1. Precupanu D., *Dimensionnement des poutres métalliques hyperstatiques à une seule travée, précontraintes par des tirants à haute résistance*. Ann. de l'Inst. Techn. du Bâtiment et des Trav. Publ., *429* (1984).
2. Precupanu D., *Grinzi metalice pretensionate în domeniul elastic*. Rev. Construcţii, *9* (1973).
3. Precupanu D., *La forme optimale de la section du profile en double T*. Bul. Inst. polit., Iaşi, **XIX(XXIII)**, *3–4* (1973).

RIGIDITATEA LA DEPLASARE A BAREI ÎNCASTRATE LA O EXTREMITATE, SIMPLU REZEMATĂ LA CEALALTĂ, PRETENSIONATĂ CU TIRANŢI DE ÎNALTĂ REZISTENŢĂ

(Rezumat)

Se ajunge la concluzia că rigiditatea la deplasare a barei pretensionate se poate determina cu relaţia $\overline{K}_p = \overline{K}\overline{\rho}_{1t}$, unde $\overline{K}$ reprezintă rigiditatea barei fără tirant iar $\overline{\rho}_{1t}$ un factor de cor ecţie care depinde de gradul de pretensionare A_{1e}/A_{2e}, de calitatea materialului din bară şi tirant, de lungimea tirantului în raport cu lungimea barei şi de excentricitatea tirantului. Se prezintă tabele pentru calculul valorilor $\overline{\rho}_{1t}$ din care rezultă că aceşti factori sînt supraunitari dar nu depăşesc limita de 1,08 pentru cazul cînd gradul de pretensionare este $\leqslant 1$ iar tirantul este aşezat pe faţa grinzii.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 624.04

SUR L'APPLICATION DE LA MÉTHODE DES DIFFÉRENCES FINIES A L'INTÉGRATION DES ÉQUATIONS DE STABILITÉ À UNE SEULE VARIABLE (I)

PAR

DAN PRECUPANU

1. L'intégration des équations différentielles par la méthode des différences finies offre des solutions pratiques pour de nombreux problèmes qui intéressent les ingénieurs. Pour que la solution obtenue par cette voie soit la plus proche de celle exacte, le nombre des points de discrétisation de la courbe décrite par la solution de l'équation différentielle respective doit être toujours assez grand. Cet aspect peut conduire, dans beaucoup de cas, à des difficultés quant à l'obtention de la solution du système d'équations algébriques obtenues. L'emploi des computers ne fait disparaître que partiellement cet inconvénient.

2. Il s'avère très utile à faire la remarque ci-dessous. En considérant pour tout le domaine du problème une courbe d'interpolation unique, on peut exprimer les inconues noeudales uniquement en fonction des paramètres qui déterminent la courbe d'interpolation. Pour n points de discrétisation choisis initialement et une courbe d'interpolation déterminée par m paramètres, l'équation différentielle de stabilité se réduit à un système de n équations algébriques à m inconnues. La solution de ce système d'équations est plus exacte et elle est obtenue avec un volume de calcul considérablement réduit par rapport à celui qui est nécessaire pour resoudre le système initial à n inconnues. Si la courbe d'interpolation a un seul paramètre non nul on arrive à l'orthogonalisation de tout le système initial d'équations.

3. Analysons, par exemple, le problème de la stabilité de la barre droite, simplement appuyée, comprimée par un effort axial N. En considérant n points sur l'axe longitudinal, l'équation de la stabilité

$$\frac{\mathrm{d}^2 v}{\mathrm{d}x^2} + \frac{N}{EI} v = 0, \tag{1}$$

conduit au système d'équations

$$[A]\{v\} = 0, \tag{2}$$

où

$$[A]=\begin{bmatrix} a-2 & b_{21}\dots & b_{n1} \\ b_{12} & a-2 & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ b_{1n}\dots & \dots\dots & a-2 \end{bmatrix}, \qquad v=\begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_n \end{Bmatrix}, \qquad a=\frac{N\lambda^2}{EI}.$$

De la condition $|A|=0$ on obtient la valeur de l'effort critique

$$N_{cr}=K\frac{EI}{l^2}, \tag{3}$$

où K est un facteur numérique connu (qui dépend du nombre des points choisis, n).

En approximant l'axe déformée à une parabole de deuxième degré qui satisfait les conditions: $x=0$, $v=0$; $x=l/2$, $v=v_0$, $v'=0$, son équation est

$$v=\frac{4v_0}{l^2}x(l-x), \tag{4}$$

avec l — la longueur de la barre. Par conséquent les déplacements noeudals $\{v\}$ sont :

$$v_1=c_1v_0,\ v_2=c_2v_0,\dots,\ v_n=c_nv_0. \tag{5}$$

Si l'on introduit les relations (5) dans le système (2) on obtient :

$$\begin{cases} (a-2)c_1+b_{21}c_2+\dots+b_{n1}c_n=0, \\ b_{12}c_1+(a-2)c_2+\dots+b_{n2}c_n=0, \\ \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \\ b_{1n}c_1+\dots+(a-2)c_n=0, \end{cases}$$

d'où il résulte

$$N_1=K_1\frac{EI}{l^2},\quad N_2=K_2\frac{EI}{l^2},\dots,\quad N_n=K_n\frac{EI}{l^2}. \tag{6}$$

La solution recherchée du problème est donnée par la moyenne pondérée des valeurs N_1, $N_2,\dots,N_n$ à savoir :

$$N=\bar{K}\frac{EI}{l^2}, \tag{7}$$

où

$$\bar{K}=\frac{K_1C_1+K_2C_2+\dots+K_nC_n}{C_1+C_2+\dots+C_n}. \tag{8}$$

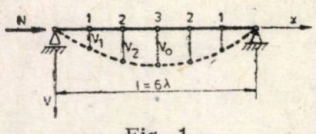


Fig. 1

La valeur $\bar{K}$ obtenue par cette voie est plus proche de celle exacte, π^2, que de K donné par la relation (3).

Par exemple, en considérant sur l'axe de la barre cinq points (Fig. 1) et ayant en vue la symétrie de la déformée, la condition $[A]=0$ devient:

$$\begin{vmatrix} a-2 & 1 & 0 \\ 1 & a-2 & 1 \\ 0 & 2 & a-2 \end{vmatrix} = 0$$

c'est-à-dire :

$$N_{cr} = 9{,}646 \frac{EI}{l^2}. \tag{3'}$$

Les déplacements des points, donnés par l'équation (4), sont dans ce cas:

$$v_1 = \frac{5}{9} v_0, \qquad v_2 = \frac{8}{9} v_0, \qquad v_3 = v_0 \tag{5'}$$

et à l'aide du système (6) on obtient :

$$K_1 = 14{,}4, \; K_2 = 9{,}0, \; K_3 = 8{,}0;$$

compte tenu de (8) il résulte

$$K = 9{,}818.$$

Par conséquent, l'effort critique est

$$N_{cr} = 9{,}818 \frac{EI}{l^2}. \tag{7'}$$

La valeur exacte du cet effort, comme on le sait, est

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{EI}{l^2}. \tag{9}$$

En comparant les relations (7') et (3') avec (9) on peut constater que la solution (7') est plus exacte par rapport à celle fournie par le procédé classique de la méthode des différences finies et, toutefois, le volume de calcul est réduit substantiellement, ce qui met en évidence l'avantage du procédeé proposé.

Reçue le 17 mai 1988

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Mécanique des Constructions,
Béton armé et Technologié

ASUPRA APLICĂRII METODEI DIFERENȚELOR FINITE LA INTEGRAREA ECUAȚIILOR DE STABILITATE CU O SINGURĂ VARIABILĂ (I)

(Rezumat)

Se analizează problema integrării ecuațiilor diferențiale de stabilitate pentru elemente de construcții de tip bară folosind integrarea numerică prin metoda diferențelor finite după un procedeu nou care permite ortogonalizarea sistemului de ecuații. În acest scop se folosește o curbă de interpolare unică, pe toată lungimea barei. Soluția obținută prin acest procedeu este mai exactă decît cea rezultată prin metoda clasică iar volumul de calcul se reduce substanțial.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D.C. 624.04

IDENTIFICATION METHOD FOR CORRECTING THE DYNAMICAL COMPUTATIONAL MODEL OF BUILDING STRUCTURE

BY

GABRIELA ATANASIU

1. Introduction

In the case of new and special structures subjected to dynamical loads, the system identification represent the basis for dynamical analysis and investigations. The results of the system analysis based on computational model present some incertainties, and therefore, the experimental data are used for the correction of analytical models, by means of estimation methods.

The present paper present a brief survey of theoretical methods used in indirect identification of structures and some practical handling.

2. Fundamentals

In system dynamic analysis of buildings structures, the computational model describes the associated damped (or undamped) system, and for a linear with n degrees of freedom system, it takes the parametric form :

$$(1) \quad M\ddot{u}(t)+Du(t)+Ku(t)=P(t),$$

where : M is the symmetric (even diagonal) inertia matrix of order n, positive definite; D — the symmetric damping matrix of order n, positive definite ; K — the stiffness matrix, semipositive definite ; $u(t)$ — the n-dimensional vector of independent displacements in the time domain ; $P(t)$ — the n - dimensional vector of external forces ; t — the time parameter. The principal steps of system analysis are shown in Fig. 1.

In system analysis of the structures, the computational models, especially for new and unusually structures, have some uncertainties and, in certain cases, the errors

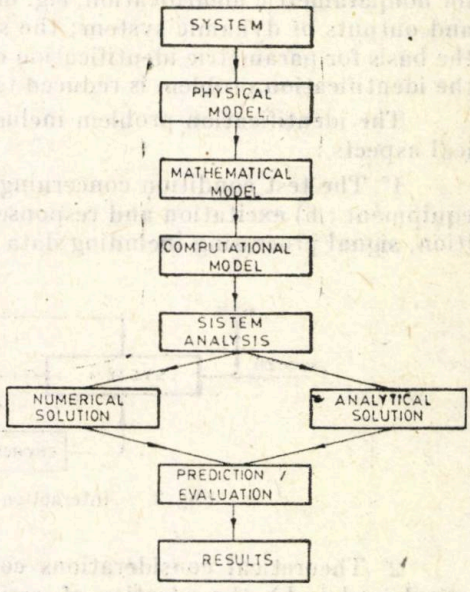


Fig. 1. — Principal steps in system analysis.

of theses models are unknown. For the improvement of the computational models the concept of *system identification* is used. In Fig. 2 the significant steps in system identification concept are presented.

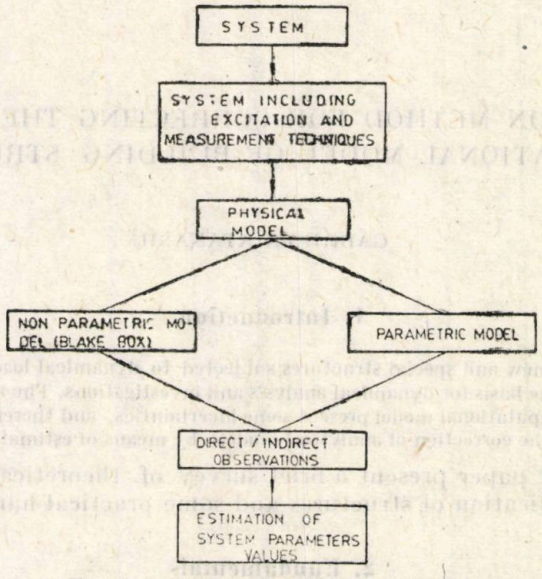


Fig. 2. — System identification concept.

The non-structured mathematical model adopted represent the basis for nonparametric identification, e.g. of transfer function by measuring inputs and outputs of dynamic system; the structured mathematical model may be the basis for parametric identification of computational model. In the last case the identification problem is reduced to the parameter estimation one.

The identification problem include the following practical and theoretical aspects :

1° The test condition concerning (Fig. 3) : a) test environment and test equipment ; b) excitation and response measurement techniques (data acquisition, signal processing including data reduction) ; c) noise reduction.

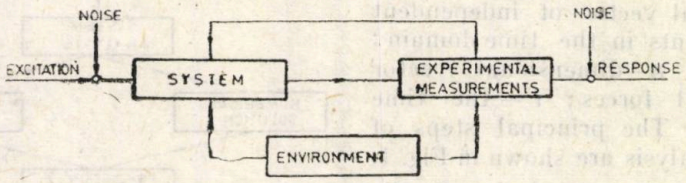


Fig. 3. — Interaction system — environment.

2° Theoretical considerations concerning : a) the choice of mathematical model ; b) the selection of estimations methods ; c) data processing.

3. Structural Model

In general the results in system analysis of computational models are differents from the estimated values obtained in system identification of test model, that lead to the necessity of improving the mathematical model through the use of measured values [1], [2].

Let it be the prior mathematical model described in (1) and the parameter matrices partitioned in the form :

$$(2)\qquad \begin{cases} M=\sum\limits_{\sigma=1}^{S} M_\sigma, & M\in L'_{n,n},\ S\in IN, \\ D=\sum\limits_{\rho=1}^{R} D_\rho, & D\in L'_{n,n},\ R\in IN, \\ K=\sum\limits_{L=1}^{L} K_L, & K\in L'_{n,n},\ L\in IN, \end{cases}$$

due to subsystems (1), with $S+R+L=J$, and $J_{\max}=3n^2$ for full M, D, K matrix or $J_{\max}=3\ (n^2+n)/2$ in case of symmetric ones.

The subsystem modelling the parametric matrices can be found taking into account : a) the real subsystems ; b) the possibility to decoupling (or partitioning) of dynamic coordinates ; c) the representation through matrices of the connection elements of subsystems.

By introducing global, factorial parameters, a_j, with respect to the parameter matrices of the subsystems which must to be estimated, one obtains the parameter matrices to be improved :

$$(3)\qquad \begin{cases} M^c(a_M):=\sum\limits_{\sigma=1}^{S} a_M M_\sigma, & a_M=\{a_{M_\sigma}\}, \\ D^c(a_D):=\sum\limits_{\rho=1}^{R} a_D D_\rho, & a_D=\{a_{D_\rho}\}, \\ K^c(a_K):=\sum\limits_{L=1}^{L} \Sigma a_K K_L, & a_K=\{a_{K_L}\}. \end{cases}$$

With the estimated values $\tilde{a}_j$, where a_j are : $a=a_j=(a_M, a_D, a_K)^T$, $(j=1,\ldots, J,)$ the improved identified parameter matrices are :

$$(3)\qquad \tilde{M}:=M^c(\tilde{a}_M),\ \tilde{D}:=D^c(\tilde{a}_D),\ \tilde{K}:=K^c(\tilde{a}_K).$$

In this formulation, the prior computational model are obtained with $a=e=1$.

Let be the dynamic variables α_i, $(i=1,\ldots,n)$, the corresponding measured (identified) quantities denoted by $\tilde{\alpha}_r$, $(r=1,\ldots,N)$, where N are the eigenvalues number of the system, and those of the computational model to be corrected. $\alpha_r^c(a)$. The aim of the investigation may be the prediction of the dynamic variables α_i, using the estimation concept, in which the residual are defined by:

(4) $$V_r(a)=\tilde{\alpha}_r-\alpha_r^c(a)$$

assembled in the residuum vector :

(5) $$V(a)=\{V_r(a)\}.$$

There are various possibilities for the choice of residuals, namely : input residuals, partial residuals with respect to eigenquantities, output residuals e.a.

4. Computational Procedure for Dynamical Model Correction

4.1. Input Residuals

Let be considered, for the computational model, a dynamical response problem (Fig. 4) where, the input (force) and the output (response) signals are measured and transformed in the s domain.

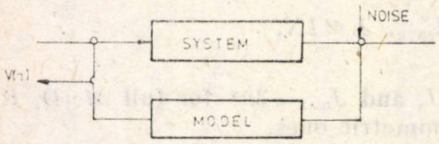


Fig. 4. — Input residual.

The equation of dynamical balance described in (1) can be written in the stiffness formulation as :

(6) $$(Ms^2+Ds+K)U(s)=P(s),$$

where $P(s) := \mathcal{L}\{P(t)\}$ and $U(s) := \mathcal{L}\{u(t)\}$ represent respectively the Laplace transform of the $P(t)$ and $u(t)$ functions.

The measured and transformed signals are denoted by $U_r := U(s_r)$, $P_r := P(s_r)$, with distinct values of s. The input residuals are then defined by :

(7) $$V_r=P_r-P_r^c(a) \quad \text{for } r=1,\ldots, N,$$

with

(8) $$P_r^c(a) := [M^c(a_M)s_r^2+D^c(a_D)s_r+K^c(a_K)]\,U_r,$$

for $r=1,\ldots, N$ and the parametrization (2).

The equation (7) define the residuum vector, linear in parameters a. The a parameters vector can be determined by an identification procedure based on estimation concept shown in Fig. 5.

Depending on the given problem e.a. considerations the quality criterion

(9) $$\|V\|<\varepsilon_0,\ V^T=(V_1^T,\ldots,V_N^T),\ \varepsilon_0>0,$$

lead to a verification of the results of the computational model, because the inequality (9) does not hold true. In these cases, a correction of the computational model is necessary based on the following assumptions : a) the computational model is given as a parametric model (*a priori* data about the system); b) the dynamic behaviour of the system require the specification of a corresponding quality criterion.

The parameter estimation of the corrected computational model is shown with its principal steps in Fig. 5.

Various authors [1]...[3] presents estimation concept and the corresponding methods which are used for identification problem (Bayes Estimations, Maximum Likelihood Estimation, Weighted Least Squares Method, e.a.).

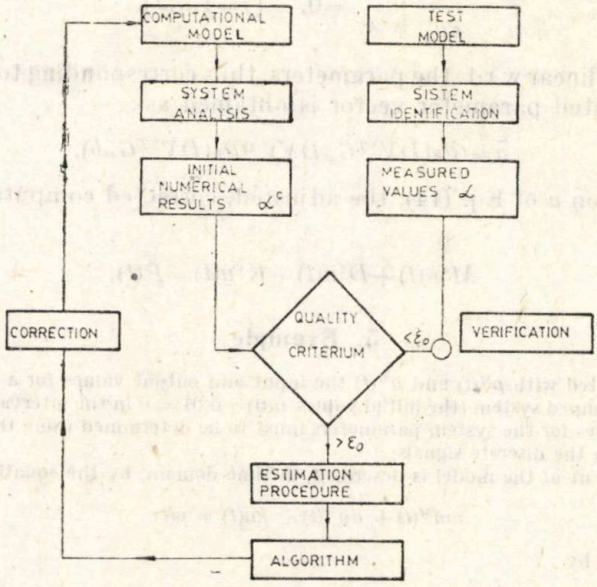


Fig. 5. — Procedure of indirect identification.

4.2. Formulation of Weighted Least Squares Method

For the passive viscous damped system of Eq. (1) the correction parameters vector is $a := a_j$, $(j=1,..., J, J=S+R+L)$. With $a=e$, $(e^T := (1,..,1))$, the corrected matrices of the computational model converts into those of the uncorrected computational model. Using the relation (7), the residuum vector is defined by :

$$V(a) := \{V_r\}, \quad (r=1,..., N), \tag{10}$$

that, in case of linear model in parameters a_j take the form :

$$V(a) := b - DVa, \tag{11}$$

where b and DV are matrices depending on the parameters a_j.

Now the loss functional is introduced :

$$J(a) := V^{*T} G_w V, \tag{12}$$

with $G_w := G_v^{*T} G_v$, the weighting matrices, hermitian and positive definite [4].

The Eq. (12) is the usual expression of the weighted least squares method with a weighting matrix G_w (* indicate the conjugate complexe value and T the transposition). The weighted least squares method leads to a system of equations in the desired estimated parameters $a=a_j$, with $j=1,...,J$, $J=S+R+L$, which may be linear or nonlinear.

The functional (12) must be minimized, in the estimation concept, and the necessary conditions are :

$$\left.\frac{\partial J(a)}{\partial a_j}\right|_{a=a_j} = 0, \quad (j=1,..,J). \tag{13}$$

If the model is linear w.r.t. the parameters, thus corresponding to the equation (11), the estimated parameter vector is obtained as :

$$\tilde{a} = \mathcal{R}e(DV^{*T}G_w DV)^{-1}\mathcal{R}e(DV^{*T}G_w b). \tag{14}$$

With the solution a of Eq. (14), the adjusted, corrected computational model is given by :

$$M^c\ddot{u}(t) + D^c u(t) + K^c u(t) = P(t), \tag{15}$$

5. Example

Let be denoted with $p^M(t)$ and $\ddot{u}^M(t)$ the input and output values for a single degree of freedom viscous damped system (the initial values $u(0) = \ddot{u}(0) = 0$ in the interval of time $[0, T]$). The estimated values for the system parameters must to be determined using the Least Squares Method considering the discrete signals.

The movement of the model is described, in time domain, by the equation :

$$m\ddot{u}^M(t) + d\dot{u}^M(t) + ku(t) = p(t) \tag{16}$$

and for the system, by

$$m_1\dot{u}_1(t) + d_1\dot{u}_1(t) + k_1u_1(t) = p^M(t). \tag{17}$$

For the input errors the $\dot{u}^M(t)$ and $u^M(t)$ values are necessary namely :

$$\begin{cases} \dot{u}^M(t) = \dot{u}(0) + \int_0^t \ddot{u}^M(\tau)\,\mathrm{d}\tau = \int_0^t \ddot{u}^M(\tau)\,\mathrm{d}\tau, \\ u^M(t) = u(0) + t\dot{u}(0) + \int_0^t (t-\tau)\ddot{u}^M(\tau)\,\mathrm{d}\tau = \int_0^t (t-\tau)\ddot{u}^M(\tau)\,\mathrm{d}\tau. \end{cases} \tag{18}$$

Using numerical integration in time interval $[0, T]$ and denoting $\dot{u}^M(t_i) = \dot{u}_i^M$, $u^M(t_i) = u_i^M$, $(i = 1,..., N)$, as discrete signals, it result :

$$\dot{u}_i^M = h\sum_{k=1}^{i} \ddot{u}_k^M, \quad u_i^M = h^2\sum_{k=1}^{i}(i-k)\ddot{u}_k^M \tag{19}$$

and the residual V_i at time t_i is :

$$V_i = p_i^M - (m\ddot{u}_i^M + d\dot{u}_i^M + ku_i), \quad p_i^M = p^M(t_i). \tag{20}$$

Taking into account the N values in time interval $[0, T]$, the vectors :

$$\begin{cases} u^M := (u_1^M,..., u_N^M)^T ; \ \dot{u}^M := (\dot{u}_1^M,..., \dot{u}_N^M)^T ; \\ \ddot{u}^M := (\ddot{u}_1^M,..., \ddot{u}_N^M)^T ; \ b := p^M =: (p_1^M,..., p_N^M)^T. \end{cases} \tag{21}$$

are determined.

The parameter vector is $a^T = (a_1, a_2, a_3)$ and th n :

$$V = (V_1,..., V_N)^T = p^M - (\ddot{u}^M, \dot{u}^M, u^M)a. \tag{22}$$

The first derivate vector DV is :

$$DV = -\left(\frac{\partial V}{\partial a_1}, \frac{\partial V}{\partial a_2}, \frac{\partial V}{\partial a_3}\right) = (\ddot{u}^M, \dot{u}^M, u^M). \tag{23}$$

Considering that $G = I$ the estimated parameter vector may be determined from (14) :

$$a = [(\ddot{u}^M, \dot{u}^M, u^M)^T . (\ddot{u}^M, \dot{u}^M, u^M)]^{-1} . (\ddot{u}^M, \dot{u}^M, u^M) p^M. \tag{24}$$

If the Eq. (16) is described in s domain and considering that $U(s) := \mathcal{L}(u(t))$; $P(s) := \mathcal{L}(P(t))$, the residual vector can be written :

$$V(s) := P^M(s) - P(s) = P^M(s) - (ms^2 + ds + k)U^M(s). \tag{25}$$

With the notations $a^T := (a_1, a_2, a_3)$, $L(s) := (m\ddot{U}^M(s)s^2, d\dot{U}^M(s)s, kU^M(s))$, the residuum vector take the form :

$$V(s) = P^M(s) - L(s)a. \tag{26}$$

Considering $s_k = \alpha_0 + j\omega_k$, for $k \geq 5$ it results :

$$\begin{aligned} &V_k := V(s_k) = P_k^M - L_k a, \quad P_k^M := P^M(s_k), \quad L_k := L(s_k), \\ &V^T := (V_1, \ldots, V_k), \quad P^{MT} := (P_1^M, \ldots, P_k^M), \quad L^T := (L_1^T, \ldots, L_k^T), \end{aligned} \tag{27}$$

so that :

$$V = P^M - La, \tag{28}$$

where $L = DV$. With $G = I$ the parameter vector values can be found namely :

$$\tilde{a} = (L^T L) L^T P^M. \tag{29}$$

Received, March 11, 1989

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Structural Mechanics,
Concrete and Technology

REFERENCES

1. Natke H. G., *Einführung in Theory und Praxis der Zeitraum und Modalanalyse*. Vieweg Verlag, Braunschweig, 1988.
2. Natke H. G., *Survey of Methods for the Improvement of Computational Model using Test Results*. DGLR - Bericht, *82—01*, 1982, 160—168 (1982).
3. Cottin N., *Identification of Elastomechanical Systems using the Results of System Analysis for Bayesian Estimation*. CISM Lecture, Note, Oct. 1982.
4. Eykhoff P., *Identificarea sistemelor*, (transl. from English). Ed. Tehn., București, 1977.
5. Tertișco M., Stoica P., *Identificarea și estimarea parametrilor sistemelor*. Ed. Acad. R.S.R., București, 1980.

METODĂ DE IDENTIFICARE INDIRECTĂ A MODELELOR DINAMICE DE CALCUL PENTRU STRUCTURI DE REZISTENȚĂ

(Rezumat)

În dinamica liniară a structurilor de rezistență din construcții conceptul de identificare a sistemelor reprezintă, în etapa actuală, un aspect fundamental de studiu. Înscriindu-se în această tematică nouă de studiu a comportării dinamice a structurilor se prezintă o procedură numerică de identificare indirectă a modelelor dinamice de calcul pentru structuri de rezistență ale construcțiilor speciale, bazată pe aplicarea teoriilor de estimare a parametrilor sistemelor.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 624.01 ; 539.4

PROGRESSIVE FAILURE MODEL FOR REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS

BY

NICU MIHALACHE and VICTOR-FLORIN POTERAŞU

1. Introduction

The reinforced concrete elements behaviour after the elastic limit is made by means of failures criteria as: Mohr-Coulomb, Druker-Prager, enrgetical criteria, etc. For the materials with a brittle failure we may use the Mohr-Coulomb criterion if the principal stresses before the cracks appearance are known. By the experimental researchers, made on the reinforced concrete samples, was been determined the cohesion c and the internal friction angle θ. With these values the Mohr-Coulomb criterion gives the errors between 10...30%. In the paper, an improved new relation for the Mohr-Coulomb criterion, adapted for the reinforced concrete is proposed. This relation has the errors between 2...4%. The errors variation diagrams for the reinforced concrete samples cubes presents a more adapted approach from the reality with this new criterion. The authors have introduced this new criterion as a routine in a computer program with finite elements. The paper presents also some results concerning the behaviour of the reinforced concrete plane elements after the elastic limit.

2. Failure Criteria and Constructive Relations for Reinforced Concrete

Structural elements behaviour studies beyond on the elastic limit are made by means of yield or failure criteria. For choosing one criterion it is necessary to know the material behaviour and the stress state in each point of the element, respectively the maximum principal stresses [3].

The Mohr-Coulomb criterion is a generalisation of the Coulomb friction failure law defined by [5]:

$$\sigma_1-\sigma_3+(\sigma_1+\sigma_3)\sin\theta=2c\cos\theta, \tag{1}$$

where σ_1 and σ_3 are the principal stresses, c is the cohesion and θ—the angle of internal friction. This criterion is applied to concrete, rock and soil problems.

The Drucker-Prager criterion is an approximation of the Mohr-Coulomb law. The influence of a hydrostatic stress component on

yielding was introduced by inclusion of an aditional term in the von Mises expression to obtain [1]:

$$aI_1+(I_2')^{1/2}=k', \tag{2}$$

where

$$I_1=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3, \quad I_2=\frac{1}{6}[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2], \tag{3}$$

$$a=\frac{2\sin\theta}{\sqrt{3}(3+\sin\theta)}, \quad k'=\frac{6\,c\cos\theta}{\sqrt{3}(3+\sin\theta)}.$$

The failure envelope is divided into several regions depending on the ratio of maximum to minimum principal stress α_2 and the stress state namely:

a) If $0<\alpha_2<1$, when a biaxial compression is produced, with [4]:

$$\sigma_{2c}=\frac{1+3.65\alpha_2}{(1+\alpha_2)^2}f_c', \quad \sigma_{1c}=\alpha_2\sigma_{2c} \tag{4}$$

and failure is assumed to occur due to yielding and crushing of the concrete.

b) If $-0.17<\alpha_2<0$, when a biaxial tension—compression take place, with:

$$\sigma_{2c}=\frac{1+3.28\alpha_2}{(1+\alpha_2)^2}f_c', \quad \sigma_{1t}=|\alpha_2\sigma_{2c}| \tag{5}$$

and failure is assumed to occur by yielding and crushing of the concrete in the compression direction.

c) If $-\infty<\alpha_2<-0.17$, when a biaxial tension compression is produced, with:

$$\sigma_{2c}=0.65f_c', \quad \sigma_{1t}=f_t \tag{6}$$

and failure in this zone is assumed to be due to cracking in the tension direction.

d) If $1<\alpha_2<\infty$, in the case of a biaxial tension, with

$$\sigma_{1t}=f_t \tag{7}$$

and failure is produced by cracking or changes in the principal stress direction.

Progressive cracking or changes in the crack orientation are accounted for the cracking model by assuming that the crack direction is always normal to that of the maximum principal strain [5].

3. New Relation for Reinforced Concrete Failure

By means of one experimental testing series on the reinforced concrete cubes with different dimensions the authors have been determined a new relation for the concrete elements failure. The experimental tests was been made on three types concrete prisms with the following dimensions:

a) Type *I*, $h_1=a$; $h_2=0.5a$; $h_3=h_1=a$.

b) Type *II*, $h_1=h_2=h_3=a$.

c) Type *III*, $h_1 = a$; $h_2 = 1.5a$; $h_3 = h_1 = a$.

For the experimental tests are used eight different reinforcements ($N = 1,\ldots,8$) and two concrete classes (C_{15} and C_{25}). The load in the instant before cracks appearance (P_c) and that in the failure instant was been measured, the prisms being actioned in the diagonal direction. The loads values are presented in the Fig. 1.

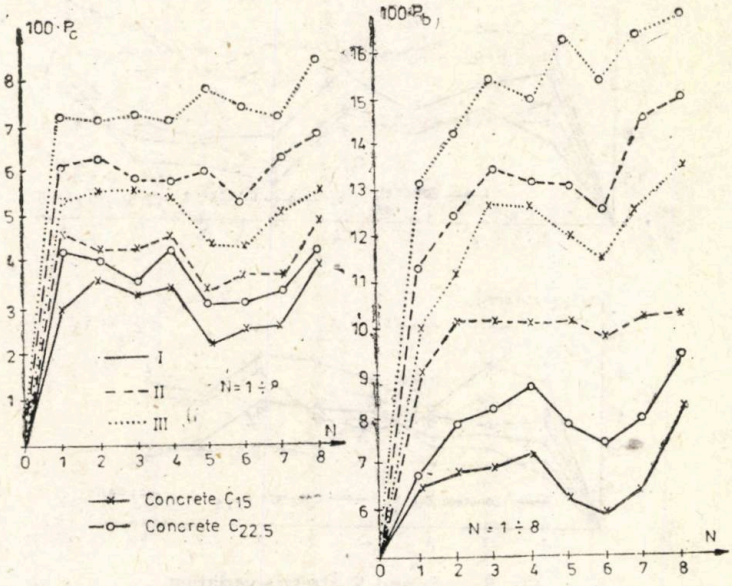


Fig. 1. — P_c and P_b loads variation.

The mechanical characteristics, the loads and their direction are represented in the Fig. 2.

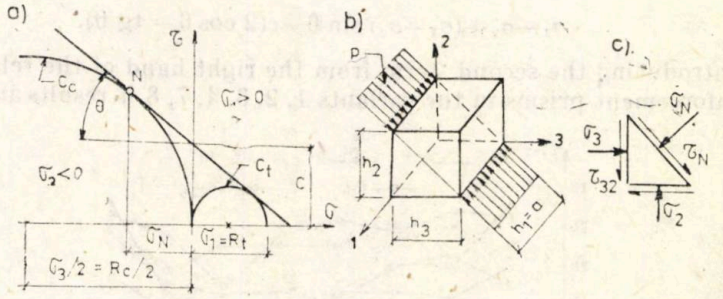


Fig. 2. — Mechanical characteristics.

Stretching (S_t) and compression (S_c) stresses for two concrete classes, three dimensions types and eight reinforcement variants are illustred in Fig. 3 *a*(S_t) and Fig. 3 *b* (S_c). With stretching ($S_t = \sigma_1$) stresses (Fig. 3 *a*) and compression ($S_c = \sigma_3$) stresses was been determined, following Fig. 1 *a*, the cohesion *c* and the internal friction angle θ.

Stresses values $\sigma_1 = S_t$ and $\sigma_3 = S_c$ was been introduced in the relation (1) resulting errors situated between 10.37% and 26.47%, graphically represented in the Fig. 3.

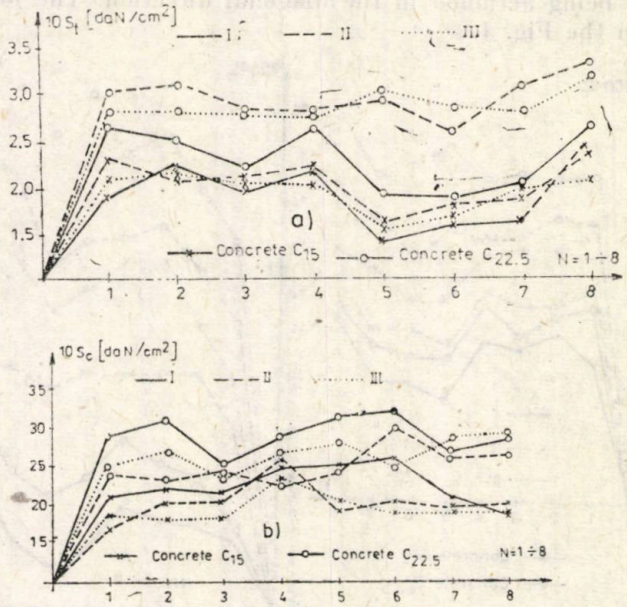


Fig. 3. — S_t and S_c stresses variation.

In what follows a new improved relation is proposed. On the basis of the experimental results, the new failure criterion for reinforced concrete, limited to the cases $\sigma_1 > 0$, $\sigma_3 < 0$, $\alpha_i = \sigma_1/\sigma_3 < -0.17$ and c) from this paper is

$$\sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \theta = c(2 \cos \theta + \operatorname{tg} \theta). \tag{8}$$

Introducing the second term from the right hand of the relation (6) for the reinforcement prisms in the variants 1, 2, 3, 4, 7, 8 it results an error under

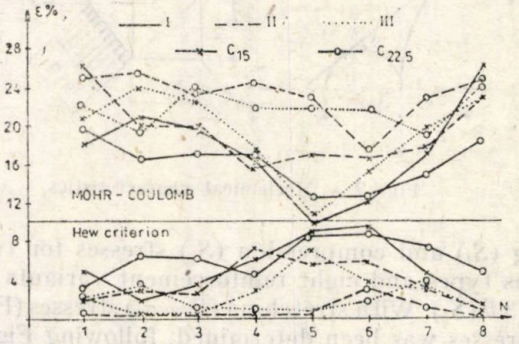


Fig. 4. — Criteria errors.

5% (Fig. 4) for two concrete classes considered. From the experimental tests effectuated on 100 concrete samples have been resulted the cohesion $c \approx 32.6$ daN/cm² and $\theta \approx 55°$ for the concrete C_{15} and $c \approx 42.9$ daN/cm², $\theta \cong 54°30'$ for the concrete C_{20}. Supplementary, these constants do not depends on the prism height tested.

For the biaxial compression (case *a*)), where $\sigma_3 < 0$ and $\sigma_1 \approx 0.22\sigma_3$, the authors propose the following failure yeld relation for reinforced concrete elements :

$$\sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin\theta = 2\, c(\cos\theta - \operatorname{tg}\theta). \tag{9}$$

If the relation (1) is used, the error is greater than 50% but with the relation (9), proposed by the authors, the error no surpass 6%. The left hand member from the relations (6) and (9) represents the yield failure stress value in agreement with the failure theories from the literature. The relations (6) and (9) may be introduced in the routins of the computer programs based on the finite elements method or the boundary element methods, in order to study the failure of the reinforced concrete structural elements.

4. Conclusions

Theoretical and experimental study made by the authors leads to some original improvings of the Mohr-Coulomb failure criterion with good results. using for the reinforced concrete structural elements. It is realised a numerical simulation for the reinforced concrete structures behaviour until the failure, which allow to obtain their bearing capacity and the actual safety coefficients.

Received, March 15, 1989

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Structural Mechanics, Concrete and Technology
and
Department of Mechanics and Strength of Materials

REFERENCES

1. Atluri N. S., Kobayashi S. A., *Elasto-plastic Fracture (Quasi-static)*. In Atluri S. A., (Ed.), *Computation Methods in the Mechanics of Fracture*, sec. **2**, North-Holland, 55—84 (1985).
2. Gafiţanu M., Poteraşu V. F., Mihalache N., *FEM and BEM with Machine Elements Applications Design*, (in Romanian). Ed. Tehn., Bucureşti, 1987.
3. Mihalache N., *Behaviour of the Shear Wall Made by Reinforced Concrete to the Shear Forces Action*, (in Romanian). Ph. D. Thesis, Polytechnic Institute, Jassy, 1988.
4. Milford R. V., Schnobrich W. C., *Nonlinear Behaviour of Reinforced Concrete Cooling Towers*. Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. *514*, University of Illinois, Urbana, 1984.
5. Owen D. R. J., Hinton E., *Finite Elements in Plasticity : Theory and Practice*. Pineridge Press, Swansea, 1980.
6. Poteraşu V. F., Mihalache N., *Numerical Simulation for Crak Propagation in a Flexible Dam by BEM Modelling*. Simulation & Control, B, AMSE Press, **7**, *3*, 57—63 (1987).
7. Poteraşu V. F., Mihalache N., *Elastic Plastic Behaviour of the Seismic Reinforced Concrete Walls by FEM*. NUMETA 85, Swansea, Eds. Middleton J. and Pande, G. N., Balkema, Rotterdam, 809—814, 1985.
8. Naylor D. J., Pande G. N., *Finite Elements in Geotechnical Engineering*. Pineridge Press, Swansea, 1981.
9. Hinton E., Owen D. R. J., *Finite Element Software for Plates and Shells*. Pineridge Press, Swansea, 1984.

MODELUL RUPERII PROGRESIVE PENTRU DIAFRAGME DIN BETON ARMAT

(Rezumat)

Se prezintă un nou criteriu de rupere a diafragmelor din beton armat obţinut printr-o îmbunătăţire a criteriului Mohr-Coulomb aplicat pentru sol şi roci. Relaţia propusă, valabilă pentru materialele fragile, conduce la erori cuprinse între 2...4%. Ea a fost verificată experimental prin încercări efectuate pe cuburi din beton armat de mai multe clase, acţionate pe diagonală.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 624 ;

THE PHYSICAL MODELLING, A USEFUL TOOL IN THE DEVELOPMENT OF HOUSING SCIENCE

BY

ADRIAN RADU and N. ŢĂRANU

1. Introduction

Housing activity can be included in transformation of nature and environment to which our existence is highly indebted and which distinguishes us from all other living creatures that grow exclusively by getting adapted to environment and selection. The implications of the solutions chosen by civil engineers are particularly important since the life of buildings and mainly of urban structures frequently exceeds a century. As the saying goes [1] :

„If one thinks of an year from now, one cultivates a field,
If one thinks of ten years from now, one plants a tree,
If one thinks of a hundred years from now, one teaches people...
Cultivating a field one reaps one harvest,
Planting a tree, one picks up fruit ten times,
Teaching people one picks up fruit hundred times...“

If we pause to think of it a similar reference to buildings would seem rightly motivated. Therefore the scientific bases of the solution to be adopted should be the basic rule.

Nevertheless, somewhat paradoxically, architects have mainly been concerned with spatial conformations, developing forms and having in view aesthetics or the functionality of dividings, while structural engineers have mainly busied themselves with the safety under loads as well as with technological and economic sides [2]. This is why the most advanced branch of sciences of buildings is structural mechanics. The analysis of most aspects of the construction — environment interaction has long been confined to common sense and practice without any scientific ground. But structural behaviour in operation and the way buildings affect nature and mankind is the result of a whole range of phenomena, that are connected to each other and in constant change. Theoretical analysis allows, in most cases, only for an analytical modelling under the form of differential equations and unicity conditions.

Despite the advances registered in the use of numerical solutions computer aided, there are still many phenomena that require experiments on physical model. In their creative work architects were first to resort to physical models under the form of scale-models, that reproduce suggestively the geometry of edificies. This presumed sticking to one similitude criterion : the constant ratio of homologous lengths at natural scale and on the scale-model or the equality of the corresponding angles :

$$m = \frac{L_1}{L_2} = \frac{l_1}{l_2} . \tag{1}$$

In present day physical modelling phenomena of the construction—environment interaction are reproduced, fact that, in addition, implies sticking to other criteria of similitude namely :

a) the constant ratio of trajectories (kinematic similitude) as expressed by Strouhal's number ;

$$S = \frac{VT}{L} = \frac{vt}{l} ; \tag{2}$$

b) the constant ratio of determinant forces the resemblance of force polygons (dynamic similitude) ;

$$n = \frac{F_1}{F_2} = \frac{f_1}{f_2} ; \tag{3}$$

c) the constant ratio of any non-dimensional group of homologous variables that characterize the phenomena under study (the similitude of physical phenomena) :

$$p = \frac{ABC}{D} = \frac{abc}{d} . \tag{4}$$

This is the reason why the model, when experimental work is carried out, can no longer be a simple blind scale one, but a range of physical objects and actions that are in a complex mutual interaction in keeping with several scales. Thus time contraction (S_T) is equal to the ratio of length scale (S_L) and velocity one (S_V) :

$$S_T = \frac{S_L}{S_V} . \tag{5}$$

Scale correlation and solution finding that will meet them, so that experiments on physical models might be a controlled image of reality, requires interdisciplinary collaborations, inventivity and a material basis that may sometimes be as sophisticated as the one required in aerospace research work.

2. Experimental Facilities

The laboratory for physical modelling of wind—construction environment interaction is provided, mainly, with a boundary layer wind tunnel of the open-circuit type described by Cermak [3]. The experimental chamber, having the dimensions $1.40 \times 1.40 \times 12.00$ m, has been found adequate for experiments concerning urban areas of limited extent and usual buildings up to five stories. Classical measuring devices and a thermoanemometric system (TSI) have been used to determine pressures and mean velocities as well as velocity fluctuations that are processed statistically. Temperatures are determined with an accuracy of 0.01°C. The laboratory is also equipped with a smaller wind-tunnel of Eiffel type. Whenever these experimental facilities do not suffice, a cooperation with other labs of speciality within the Polytechnic Institute of Jassy is resorted to.

Fig. 1. — The air flow anatomy around buildings visualised by a powder technique.

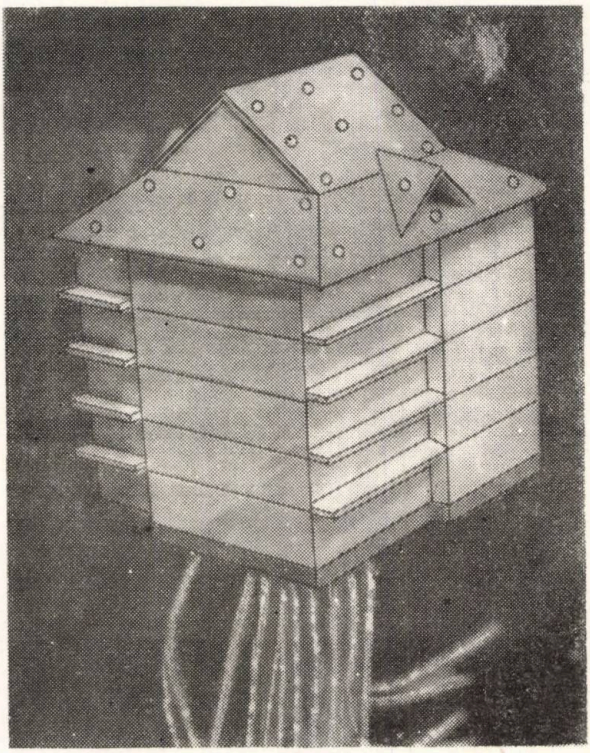


Fig. 5. — The model of a complex shape roof tested in the wind tunnel.

3. Engineering Studies and Results

3.1. Wind Action at Ground Level

The air penetrates through buildings and other obstacles as water runs through river boulders. Vortexes arise where velocity and turbulence substantially increase hindering open-air activities (pedestrian circulation, resting in parks, work on factory platforms, shows, etc.) drifting or scattering snow, sand and powders. There is no analytical model that could evidence much less quantify these effects but the testing of urban scale-model in a wind-tunnel allows one to get these results by rather simple and quick procedures. Thus visualizations with powders, paints or smoke (Fig. 1), offer genuine radiographies of the air flow on which acceleration, maximum turbulence stagnation zones are located. An original method [4] using overturning pawns, allows one to determine, at any point, the local increasing or decreasing degree of the intensity of wind action in open air as compared to a zone free of obstacles. Examining the anatomy of local air flow, the designer no longer relies exclusively on intuition but on scientifically determined grounds. For special problems such as shelter effect against snow or sand, the conditions to be taken into account for experimental outfit are somewhat more complex but can, nevertheless, be met [5], [6].

3.2. Natural Ventilation of Buildings

Natural ventilation of buildings is important for meeting hygienic exigencies (removing the carbon oxide in excess, the water vapours, the radon and other nocivities) as well as for ensuring thermal comfort with minimum energy consumption. Thus, taking into account the usefulness of the designed rooms and the climatic parameters, one should check up whether the corresponding air supplies have been ensured throughout the building. This is one more instance where calculations are not of much use, therefore tests on physical models are fully justified. When the upward pull (the main cause of ventilation), as a result of differences in temperature is low, the only requirements to meet are the geometrical similarity and R e y n o l d's criterion. The later condition apparently difficult to meet for the usual wind velocity, can be overcome due to the favourable independence regime with respect to this criterion for sharp-edged scale models. If the thermal upward pull is to be considered, then G r a s h o f's criterion:

$$Gr = \frac{gL^3\theta}{3} \tag{6}$$

must also be respected. G r a s h o f's criterion corelates the length, temperature and velocity scales. Here are some uses physical modellings have been turned to as regards building ventilation, that have been carried out in the Aerodynamics of Constructions Laboratory at the Polytechnic Institute of Iași.

a) The finding of an optimum solution of laying out a group of buildings so that thermal energy consumption in winter time caused by air infiltrations might be minimum. It has been taken into account the wind-rose on the site

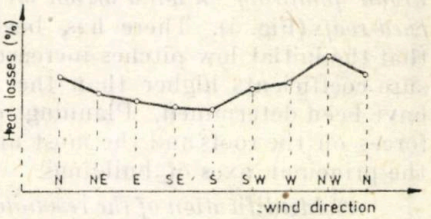


Fig. 2. — The wind direction influence on building heat losses for the analysed block site.

and we have noticed a marked sensitiveness with respect to the orientation as to the main directions of the wind (Fig. 2).

b) The analysis of the behaviour of ventilated spaces within building elements where the air can circulate in order to remove the interior condensation risk (ventilated walls, terraces and air permeable attic-floors).

3.3. The Effect of Site-Topography on Polluted Gases Dispersion

Spreading up of polluted gases (SO_x, NO_x) given off by chimneys can be predicted quite well by means of calculation relations, when the terrain is flat and there are no constructed obstacles. But if the ground is uneven with hills and mountains or constructions, one must resort to physical modellings. The air supplies given off, the gas buoyancy, ejection speeds at the mouth of chimneys and of wind, etc., are reproduced and the concentrations in noxes at various distances downstream are determined (Fig. 3). Tracing the „downwash" phenomenon that should be avoided is of particular interest.

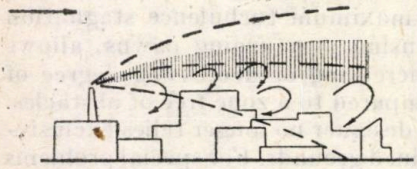


Fig. 3.— Wind effect on gazeous pollutant dispersion above a group of industrial constructions.

3.4. Wind Action on Roofs

There are quite a few engineering problems where the wind action on the upper part of buildings has to be clarified. In such instances tests on physical models are again impossible to be replaced in determining the pressure distribution outside and inside roofs, for dynamic response of light-weight roofs, spreading and drifting of snow on roofs of various shapes, directing rain drops, etc.

Here are some studies carried out in our laboratory :

a) *The particularity of wind action above flat-roofed buildings.* Determining wind forces on solar collectors located on flat roofs of multistoried buildings we could identify the shelter effect caused by the building itself (Fig. 4). Therefore collectors are subjected only to pulling-out forces [5].

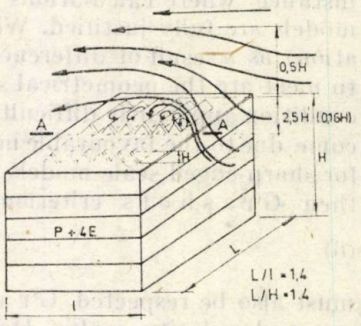


Fig. 4.—Wind action on a flat roof with solar collectors.

b) *The influence of the roof shape and of urban planning on wind action on covers of pitched-roofs* (Fig. 5). There has been found out that the initial low pitches increase upward drafts and, for sharp edges, pressure coefficients higher than the standardized ones concerning wind action have been determined. Planning details can also increase locally the wind forces on the roofs and the most unfavourable directions do not coincide with the principal axes of buildings.

c) *Identification of the resonance hazard for a large span light-weight cable-supported roofs.* The study performed on an olympic swiming pool, is offered as an example.

Pulsatory vortexes separated along the roof edge might have produced a dangerous resonance effect. The variable height of the building and the cable tests on models at the scale $S_L = 1/50$ have proved the efficiency of the selected roof shape.

Received, June 1, 1989

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Civil Engineering

REFERENCES

1. Peccei A., *The Wisdom of our Era*. Report to the Roma Intern. Conf. „Food for Six Billions", Sept., 1983.
2. Carmichael F. W., *The Nature of Civil Engineering as a Profession*. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 1, **66**, 49—73 (1979).
3. Cermak E. J., *Applications of Fluid Mechanics to Wind Engineering*. J. of Fluids Eng., **97**, 9—38 (1975).
4. Radu A., Theohari Cr., Ștefănescu P., *A Pawn Method for Tunnel Tests on Ground Level Environment*. Report to the VIIth Intern. Conf. on Wind Engineering, Aachen, 1987.
5. Iversen J. D., *Drifting Snow Similitude. Transport Rate and Roughness Modelling*. Eng. Res. Inst., Iowa Univ., June 1979.
6. Bofah K. K., Al-Hinai G. K., *Field Tests of Porous Fences in the Regime of Sand-Laden Wind*. VIth Coll. on Industrial Aerodynamics, Aachen, June 1985.

MODELELE FIZICE, INSTRUMENTE UTILE PENTRU DEZVOLTAREA ȘTIINȚEI CONSTRUCȚIILOR

(Rezumat)

Se trec în revistă probleme de fizica și aerodinamica construcțiilor, al căror studiu poate fi realizat prin utilizarea modelelor fizice și anume: acțiunea vîntului la nivelul terenului, ventilarea clădirilor, dispersia gazelor deasupra terenurilor accidentate, distribuția presiunilor asupra acoperișurilor și a forțelor asupra captatoarelor solare, identificarea riscului de rezonanță. Se dau indicații privind exigențele de similitudine și metodele de încercare utilizate în Laboratorul de aerodinamică.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 624.02 ; 691.3

ESSAI DYNAMIQUE D'UN MODÈLE DE CADRES PREFABRIQUÉS EN BÉTON PRÉCONTRAINT

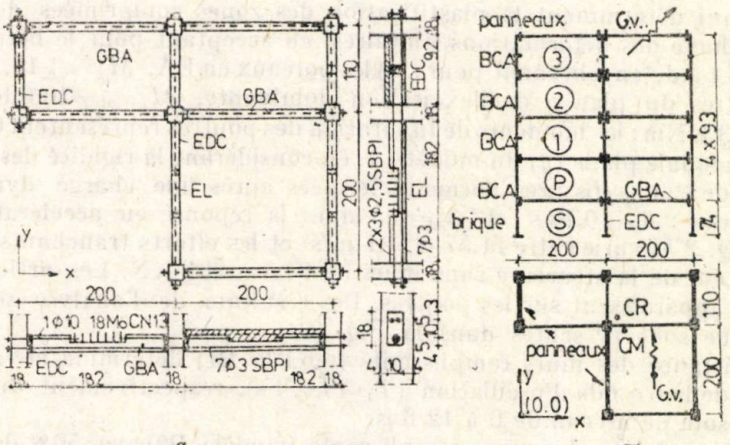
PAR

V. HOBJILĂ, I. CIONGRADI et RADU CIORNEI

1. Introduction

Les structures de résistance pour des habitations à plusieurs étages peuvent être réalisées: a) par des éléments préfabriqués en béton précontraint avec des armatures adhérentes [1], développés à une hauteur qui s'étend sur deux étages ayant la forme d'une croix double (EDC) assemblés après l'interposition d'un élément de liaison (EL) avec étriers partiellement découverts et b) par des poutres en béton armé (GBA), disposées selon des directions opposées, réunies avec les éléments EDC par précontrainte. Les planchers sont réalisés en dalles précontraintes ayant sur la partie supérieure, en tous les deux directions, des nervures qui vont disparaître après les travaux qui suivent. Le comportement séismique d'un tel système constructif a été analysé sur un modèle physique (Fig. 1) réalisé à l'échelle 1/3.

Celui-ci correspond à une sous-structure de résistance pour un logement S+R+6E, ayant un réseau de poteaux en béton armé de 6×6 m. On a



a b

Fig. 1. — La structure, les dimensions du modèle physique (*a*) et le schéma de la position des murs remplissants (*b*).

vérifié d'abord le comportement du modèle physique sans murs (A) et puis le comportement du même modèle avec des murs (B) remplissants (Fig. 1 b). Pour obtenir la réponse des éléments composants on a accepté un modèle hystérétique bilinéaire (Fig. 2 a) avec la courbe de décharge contrainte. L'excitation choisie a été le composant N—S du séisme EL CENTRO 1940.

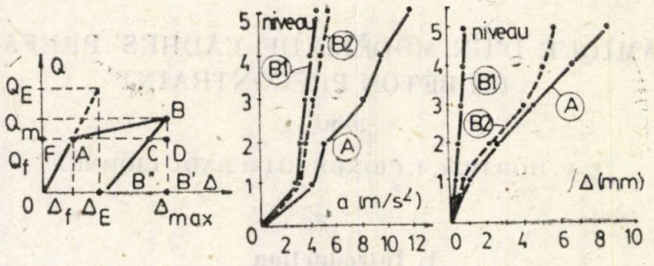


Fig. 2. — Le modèle hystérétique bilinéaire (a), la réponse théorique en accélération (b) et les déplacements du niveau (c).

2. Résultats théoriques

À la suite du calcul séismique conventionnel du modèle A (pour le degré IX de protection séismique) on a obtenu les résultats suivants (béton, $R_c^*=31{,}6$ N/mm², $E_b=33\,000$ N/mm²) : $T_1=0{,}15$ s, $\Delta_5=0{,}98$ mm, $Q_{y,5}=13{,}7$, respectivement $Q_{y,1}=29{,}2$ KN.

Le calcul séismique linéaire élastique a été effectué aussi pour une autre variante, avec des murs remplissants, en béton cellulaire autoclavisé (BCA), ayant l'épaisseur de 10 cm et $E_{b1}=1\,700$ N/mm² en obtenant : $T_1=0{,}086$ s, $\Delta_5=0{,}296$ mm, $Q_{y,1}=28{,}7$ KN.

Pour l'analyse séismique nonlinéaire on a déterminé les valeurs M_p (les moments qui déterminent la plastification des zones comprimées de béton) par la méthode des déformations unitaires, en acceptant pour le béton la loi H o g n e s t a d, en obtenant pour: a) les poteaux en BA, $M_p=\pm 18{,}1$ KNm ; b) les poutres du plan y de l'excitation dominante, $M_{p,\,inf}=10{,}6$ KNm et $M_{p,sup}=9{,}3$ KNm ; les moments de fissuration des poutres représentent $0{,}48\,M_p$. L'analyse modale plane (y) du modèle A, en considérant la rigidité des poutres dégradée de 20% (fissures normales fermées après une charge dynamique forte) indique : $T_1=0{,}18$ s et $\Delta_5=8{,}5$ mm ; la réponse en accélérations du niveau (Fig. 2 b) varie entre 11,57 et 4,1 m/s² et les efforts tranchants varient sur la hauteur de la structure sans murs de 91,5 à 201 KN. Les articulations plastiques apparaissent sur les poutres. Les résultats de l'analyse séismique nonélastique sont présentés dans la Fig. 2.

L'existance des murs remplissants (modèle $B1$) détermine la réduction avec 58% de la période d'oscillation ($T_1=0{,}074$ s), respectivement du déplacement absolu de niveau de 6 à 12 fois.

La dégradation des murs remplissants (modèle $B2$) avec 50% détermine l'augmentation de la période d'oscillation ($T_1=0{,}098$ s) avec 24% par rapport à $B1$.

3. Résultats des essais

Le modèle d'essai A qui a une charge utile de 6,3 KN/m² sur le dernier plancher et celle qui actionne sur les planchers intermédiaires de 2,5 KN/m², présente les fréquences de 6 Hz (y), respectivement de 6,5 Hz (x). La fraction de l'amortissement critique avant la fissuration a la valeur de 2,7% (y), respectivement 2% (x). La variation des coefficients de l'amplification dynamique est présentée dans la Fig. 3 *a*. Au premier mouvement oscillatoire du modèle A le déplacement maximum de la résonance est de 16 mm ; après le dernier mouvement oscillatoire (θ=2...11,3 Hz) le déplacement maximum devient 46,2 mm. Après la fissuration, la fraction de l'amortissement critique croît à 4,1% sur la direction y, la rigidité de la structure se réduit avec 16 %. Dans cette phase de l'essai on réalise les murs remplissants de BCA.

Les spectres des déplacements et des accélérations de réponse au dernier niveau des modèles d'essai A et B sont présentés dans la Fig. 4. La fraction de l'amortissement critique devient 8,8%.

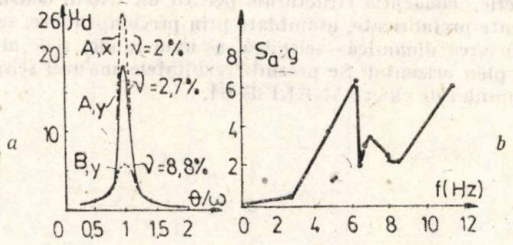


Fig. 3. — Résultats de l'essai du modèle physique **A** : *a* — curbes μ_4 en fonction de θ/ω: *b* — spectres des accélérations en réponse.

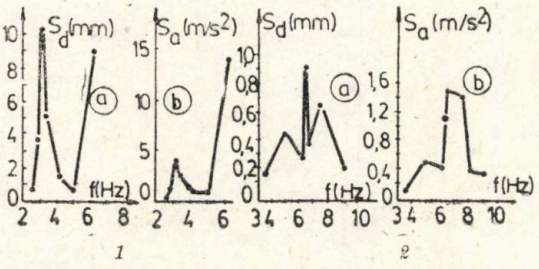


Fig. 4 — Spectres en réponses des déplacements (*a*) et des accélérations (*b*) : *1* — modèle physique A ; *2* — modèle physique B.

4. Conclusions

Bien que par cet essai la rupture du modèle B n'a pas été possible, compte tenu que la fissuration du modèle A détermine une valeur Δ_f=16 mm et à la charge dynamique maximum Δ_{max}=46,2 mm correspond l'ouverture des fissures avec des valeurs α_f=0,3...0,6 mm, on apprécie que le facteur de ductilité de la structure ($\mu_\Delta=\Delta_{max}/\Delta_f$) aura des valeurs supérieure à 6.

Les études théoriques et les essais expérimentaux ont prouvé la stabilité du processus de déformation du systhème constructif analysé avec et sans murs remplissants, sous charges dynamiques fortes.

Reçue le 29 juin 1988

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Constructions Hydrotechniques
et
Chaire de Mécanique des Constructions,
Béton armé et Technologie

BIBLIOGRAPHIE

1. Hobjilă V., *Contribuții la studiul comportării seismice a structurilor din cadre etajate din beton precomprimat.* Thèse de doctorat, Institut Polytechnique, Jassy, 1985.

TEST DINAMIC PENTRU UN MODEL DE CADRE PREFABRICATE DIN BETON PRECOMPRIMAT

(Rezumat)

Se prezintă, sintetic, concepția structurală pentru un sistem constructiv în cadre etajate, alcătuite din elemente prefabricate, asamblate prin precomprimare; se analizează, teoretic și experiemental, comportarea dinamică—seismică a unui model fizic al unui cadru spațial de formă nesimetrică în plan orizontal. Se prezintă rezultatele analizei seismice inelastice, realizată cu ajutorul programului de calcul ANELISE 04.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 695 ; 691.7

SUR LES COQUES PARABOLOÏDE-HYPERBOLYQUES EN TÔLES PROFILÉES

PAR

V. PESCARU, C. ŞERBESCU et P. STRĂTEANU

1. Introduction

Les coques autoportantes paraboloïde-hiperbolyques (P.H.) réalisées en béton armé, en métal ou en bois sont utilisées plus souvent comme toiture de bâtiments, par comparaison à d'autres types de coques, compte tenu qu' elles ont des propriétés structurales et architecturales plus avantageuses, dont les plus importantes sont les suivantes: contraintes réduites et déplacements petits à cause de la double courbure ; stabilité générale grande à charges gravitationnelles et ascensionnelles, avec d'importantes réserves dans le domaine post-critique, par suite de la courbure totale négative ; des technologies plus simples d'exécution parce que les surfaces P.H. ont des génératrices rectilignes ; possibilités de réaliser des toitures multiples, de formes architecturales très variées et inédites (Fig. 1).

Aux avantages énumérés ci-dessus on peut ajouter le rapport très réduit entre le poids propre et les charges de service si les coques P.H. sont réalisées en métal et, aussi, le rôle de couverture accompli par la coque, elle-même, si ses joints sont réalisés étanches aux précipitations.

2. Structure constructive

On peut réaliser des coques autoportantes P.H. en assemblant à vis, à rivets ou par soudage des tôles profilées ou ondulées sur les cotés communs, de telle façon qu'elles forment une plaque courbe continue [2]...[6]. La technologie d'exécution d'une telle toiture est simple, parce qu'une tôle profilée ou ondulée rectangulaire et plane, à cause de sa rigidité insignifiante à la torsion et à la flexion perpendiculairement aux nervures, acquiert, même sous son propre poids, une forme paraboloïde-hiperbolyque si elle est appuyée avec les extrémités des nervures sur des poutrelles disposées suivant les génératrices de la surface P.H. Il est nécessaire un léger allongement des cotés inclinés, perpendiculaires aux nervures de la tôle, opération qu'on réalise assez facilement par la déformation des nervures.

En fonction des dimensions des nervures de la tôle et de la zone climatique, on peut réaliser des coques P.H. ayant seulement des poutrelles périphériques, de portée égale à 4,5 m. Avec des poutrelles intermédiaires disposées selon

une direction perpendiculaire aux nervures ou bien en réalisant la coque de deux couches de tôles ayant les nervures posées orthogonalement, on peut construire des toitures autoportantes P.H. de portées plus grandes.

Avec des coques P.H. en tôle profilée identiques on peut réaliser des toitures de forme très variée, avec une ou plusieures portées, de 9...24 m

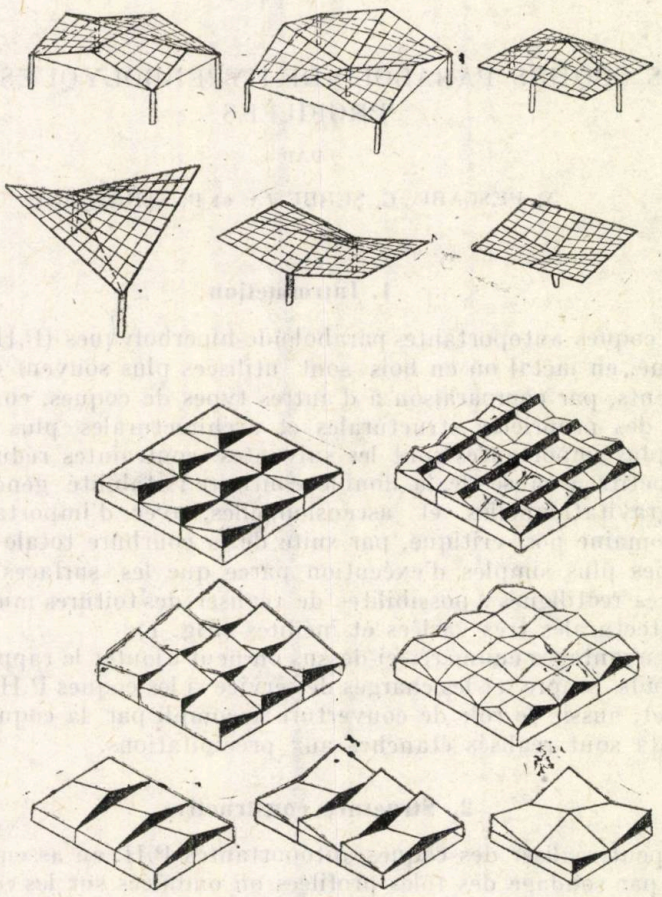


Fig. 1. — Formes de toitures réalisées avec des coques P.H. d'un seul type.

(v. Fig. 1). Il faut mentionner qu'on a réalisé des toitures en tôles profilées dont la portée dépasse 70 m, dans lesquelles la tôle profilée, utilisée comme élément portant et de couverture, a permis une économie d'acier de 40% par rapport à une toiture classique à fermes et pannes [9].

3. Principes de calcul

Les études théoriques et les essais expérimentaux effectués sur des modèles et des bâtiments [3]...[5] ont mis en évidence que les coques P.H. en tôle profilée ne perdent pas leur capacité portante par suite du dépassement de la

résistance du matériau, mais à cause de la perte de la stabilité. Intervient, tout d'abord, le voilement local des parois des nervures des tôles, qui n'influencent pas d'une façon significative le comportement général de la structure. Au fur et à mesure que les charges augmentent, apparait le voilement de la coque P.H. dû aux efforts de cisaillement longitudinal (glissement) qui, lui aussi, ne constitue pas un état limite, la coque étant encore capable à supporter des charges croissantes jusqu'au moment quand la toiture entière s'écroule, soit à cause du flambage des poutres de contour fléchies dans le plan perpendiculaire à la surface de la coque, soit, si celles-ci sont très rigides, par suite de l'écoulement de la tôle dans le sens perpendiculaire aux ondes de voilement.

Les coques P.H. en tôles profilées présentent une orthotropie géométrique prononcée, caractérisée par des rigidités axiale et de fléxion négligeables suivant la direction perpendiculaire aux nervures des tôles, par comparaison aux rigidités suivant la direction des nervures. De même, la rigidité à la torsion des nervures est réduite. Ces rigidités ne sont pas constantes sur toute la surface de la coque P.H., en existant des perturbations aux assemblages des tôles et aussi dans les zones où les parois minces comprimées ou cisaillées des nervures de la tôle voilent localement. C'est pourquoi un calcul exact de la coque P.H. en tôle pliée basé sur la théorie des coques anisotropes, qui prendrait en considération toutes ces particularités, est difficile à effectuer.

On a abouti, par voie expérimentale, à la conclusion que le plus significatif facteur pour caractériser le comportement d'une coque P.H. en tôle profilée, soumise aux charges uniformément distribuées, est la rigidité au cisaillement longitudinal de la tôle. Les assemblages entre les panneaux de tôle profilée, de même qu'entre ceux-ci et les poutres marginales, peuvent être calculés selon la théorie de membrane [3], [5]. De même, les efforts axiaux dans les poutres de contour, mesurés par voie expérimentale, concordent d'une façon satisfaisante avec ceux calculés à l'aide de la théorie de membrane.

4. L'étude et l'exécution d'une toiture P.H. en tôle profilée

A la Faculté de Génie Hydraulique de l'Institut Polytechnique de Jassy a été réalisé, dans l'année 1983, un hangar qui réalise une protection aux intempéries du modèle expérimental d'hydroamélioration de la vallée de la rivière Prut, le modèle étant de forme rectangulaire, de cotés 13 m $\times$ 30,5 m.

Compte tenu que les poteaux devaient manquer dans l'intérieur du modèle et sur son coté anterieur, on a choisi la solution d'une toiture spatiale formée de deux surfaces P.H. jumélées, carrées en plan horizontal, de coté 15,25 m (Fig. 2). La différence de cotes entre les sommets hauts et ceux bas de la surface P.H. est de 4 m.

Les tôles profilées utilisées dans la toiture ont l'épaisseur de 1,5 mm et des nervures rectangulaires hautes de 40 mm, larges de 100 mm, avec le pas de 200 mm et la longueur de 2 350 mm. Pour le montage correct des tôles ont été utilisées des poutrelles intermédiaires placées à une distance de 2 178 mm, de section tubulaire 2 U_i 80 $\times$80 $\times$4, de façon qu'elles supportent les charges de montage en utilisant seulement deux appuis intermédiaires provisoires. Les tôles ont été soudées avec les poutrelles et entre elles aux joints à cordons de soudure d'angle, en utilisant des électrodes basiques $\varnothing$ 2,5 mm.

La toiture est appuyée avec les sommets sur des poteaux de section tubulaire ∅ 273/8 mm, à l'exception des sommets hauts, communs, des deux surfaces P.H., qui ne sont pas appuyés. L'égouttement des eaux est réalisé

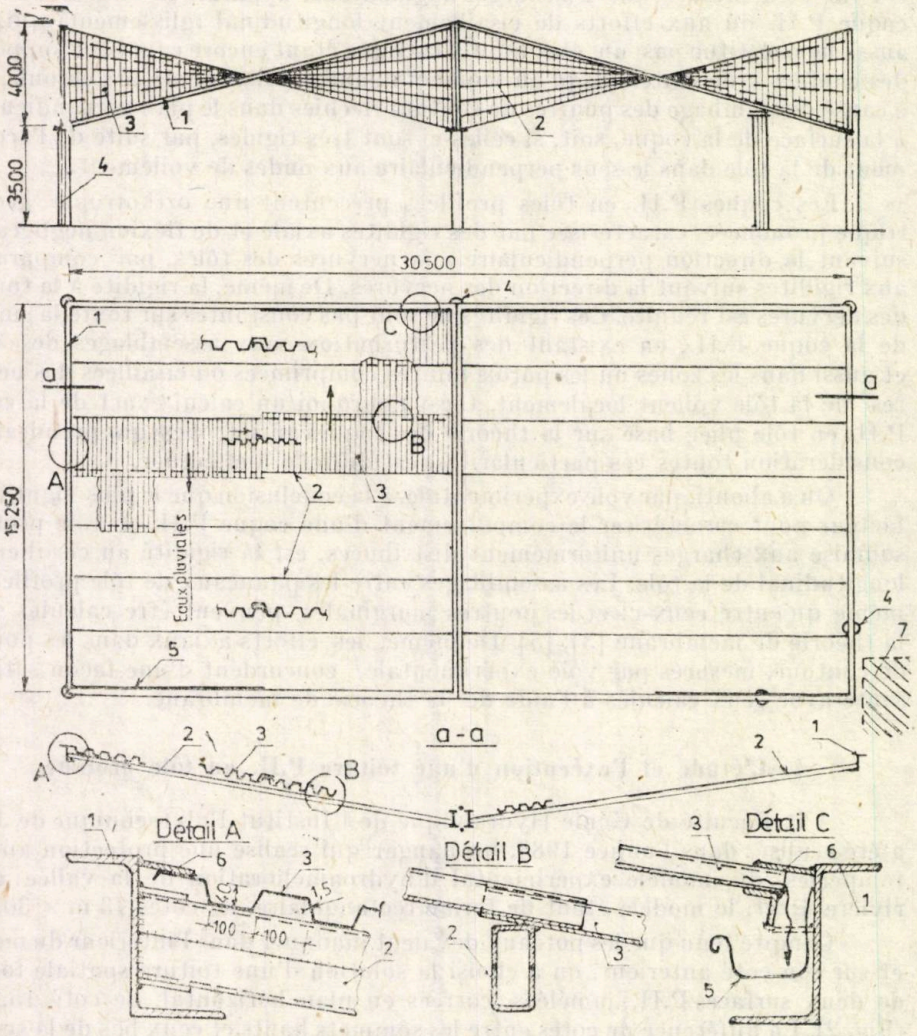
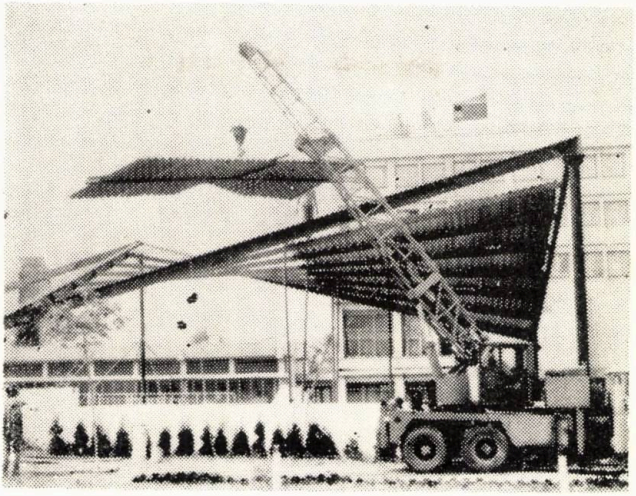


Fig. 2. — Toiture P.H. en tôle profilée : *1* — poutre de contour Z 310 × 180 × 130 ; *2* — poutrelle 2 U$_i$ 80 × 80 × 4 ; *3* — tôle profilée 1,5 × 40 × 200, l = 2 350 mm ; *4* — poteau Ø273/8 ; *5* — gouttière ; *6* — acier plat 100 × 5 ; *7* — bâtiment existant.

le long des nervures des tôles vers des gouttières soutenues par les poutres de contour, qui conduisent l'eau vers les sommets bas de la toiture.

Dans le calcul de la toiture ont été considérées les suivantes charges : le poids propre 20 daN/m², la neige 100 daN/m², le vent 33 daN/m² (on a considéré que la coque est partiellement protégée au vent par les bâtiments qui l'entourent). La surface P.H. ayant une flèche assez petite on a considéré les



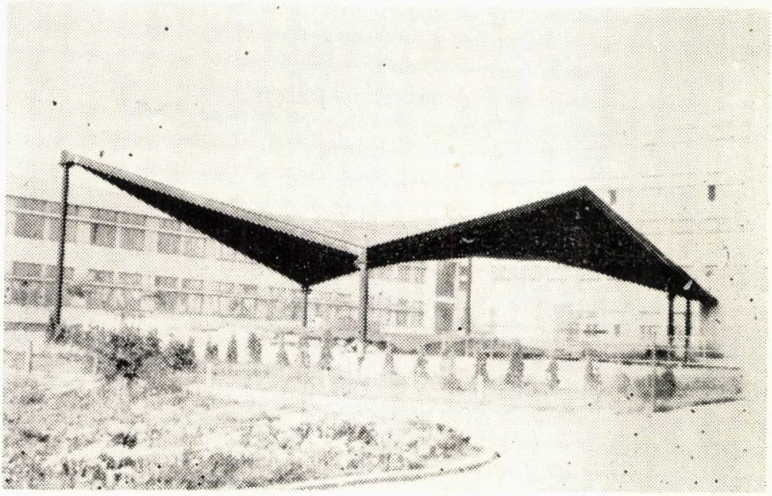


Fig. 3. — Phases d'exécution de la toiture.

charges distribuées uniformément sur le plan horizontal, en résultant une charge totale pondérée égale à 205 daN/m². Cette charge-ci a été comparée avec la charge critique de voilement de la plaque P.H., p_{cr}, qui a été calculée par plusieures méthodes.

Une première appréciation de la charge critique avec la formule de Reissner [6] :

$$p_{cr} = \frac{2E}{3(1-\nu^2)} \left(\frac{ft}{ab}\right)^2,$$

où : E, ν représentent le module d'élasticité et respectivement le coefficient de Poisson pour la tôle profilée, t — l'épaisseur de la tôle, f — la flèche de la coque P.H., a, b — les demi-cotés de la surface P.H., a conduit à une valeur de la charge critique, pour la coque sans poutrelles intermédiaires, égale à 68 daN/m². Donc la coque P.H. a besoin de poutrelles perpendiculaires aux nervures des tôles afin qu'elle puisse supporter la charge extérieure de calcul, $p = 205$ daN/m².

À la même conclusion on arrive si, conformément aux ouvrages [4] et [6], on considère que l'effort critique de cisaillement longitudinal de la coque profilée P.H. est égal avec l'effort critique de cisaillement de la plaque plane en tôle profilée ayant les mêmes caractéristiques géométriques. On peut calculer l'effort critique de cisaillement longitudinal de la plaque orthotrope en tôle profilée sans poutrelles, de dimensions 15,25 m × 15,25 m, à l'aide des relations de Reissner et Bergmann [8] :

$$N_{xy,cr} = \begin{cases} \dfrac{4k}{b^2}\sqrt[4]{D_x D_y^3}, & \text{si } \dfrac{1}{H}\sqrt{D_x D_y} \geq 1, \\ \dfrac{4k}{b^2}\sqrt{D_y H}, & \text{si } \dfrac{1}{H}\sqrt{D_x D_y} < 1, \end{cases}$$

où : k est un coefficient donné en [8] en fonction de paramètres de rigidité de la plaque ; $D_x = Et^3 l/[12(1-\nu^2)s]$ — la rigidité à la flexion suivant la direction perpendiculaire aux nervures des tôles ; $D_y = EI_y/l$ — la rigidité à la flexion suivant la direction des nervures ; $H = Et^3 s/[12(1-\nu^2)l]$ — la rigidité à la torsion de la plaque ; l — le pas des nervures ; s — la longueur développée de la section d'une nervure. En calculant ensuite la charge critique de voilement avec la relation

$$p_{cr} = 2N_{xy,cr}\frac{f}{ab}$$

on obtient pour la coque P.H. en tôle profilée sans poutrelles $p_{cr} = 18$ daN/m², soit beaucoup moindre que la charge de service de la toiture.

Il en résulte que les poutrelles perpendiculaires aux nervures, adoptées par des conditions de montage, doivent être suffisamment résistantes afin qu'elles assurent à la coque orthotrope la rigidité nécessaire à la prévention du voilement sous la charge de service.

En recalculant avec les mêmes relations de Reissner et de Bergmann l'effort critique de cisaillement longitudinal, $N_{xy,cr}$ et, à l'aide de celui-ci, la charge critique p_{cr} pour la plaque plane orthotrope de dimensions 15,25 m× × 15,25 m, en tôle profilée et poutrel les 2 U$_i$ 80 ×80 ×4, soudées selon une direction perpendiculaire aux nervures et écartées à une distance de 2 178 mm,

on obtient $p_{cr} = 358$ daN/m². La présence des poutrelles assure donc la stabilité au voilement de la coque P.H. sous une charge gravitationnelle qui dépasse de 1,7 fois celle de calcul.

L'appréciation de la charge critique avec la relation de B u c h e r t [6]:

$$p_{cr} = \frac{2E}{3(1-\nu^2)} \left(\frac{f}{ab}\right)^2 \sqrt{t_N t_M^3},$$

où t_N, t_M représentent les épaisseurs équivalantes de la plaque qui correspondent aux rigidités axiale et respectivement de flexion, fournit, pour la coque P.H. à poutrelles, une charge critique de 783 daN/m². Mais, selon ce qu'on spécifie en [6], cette relation surestime la charge critique de la coque P.H. à poutrelles.

Les poutres de contour de la surface P.H. ont été calculées à la flexion dans le plan vertical, due aux charges provenant du montage et à la compression due aux forces de cisaillement longitudinal transmises par la coque. Les contraintes calculées dans les poutres de contour sont petites par rapport à la résistance de calcul de l'acier, la section étant dictée par le coefficient de souplesse dans le plan perpendiculaire à la surface de la coque. La charge critique qui correspond à la perte de stabilité générale de la coque P.H. dépasse de plus de quatre fois la charge pondérée.

Dans la Fig. 3 on présente des images prises pendant l'exécution de la coque. Réalisée en 1983, la structure a eu un bon comportement aux charges dues à la neige, au vent et aux variations de température, toutes ayant des grandes intensités à Jassy pendant les dernières années.

Reçue le 16 janvier 1989

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Génie Civile

BIBLIOGRAPHIE

1. B ă l u ț N., G i o n c u V., P o r u m b D., R e n n o n N., *Citeva acoperișuri cu structuri spațiale*. La deuxieme Conf. de Constr. Métall., Timișoara, 1979.
2. B r o d k a J., L u b i n s k i M., *Construcții metalice ușoare*, (traduit du polonais). Ed. Tehn., București, 1975.
3. D e r m o t t F. J., *Single Layer Corrugated Steel Sheet Hypars*. J. of the Struct. Div., ASCE, **ST6** (1968).
4. F i s c h e r M., *Das Beulproblem der flachen, orthotropen, hyperbolischen Paraboloidschalen*. Der Stalbau, *2* (1974).
5. G e r g e l y P., W i n t e r G., *Experimental Investigation of Thin Steel Hyperbolic Paraboloid Structures*. J. of the Struct. Div., ASCE, **ST10** (1972).
6. G i o n c u V., I v a n M., *Instabilitatea structurilor din plăci curbe subțiri*. Ed. Acad. R.S.R., București, 1978.
7. P e s c a r u V., *Contribuții la studiul acoperișurilor din membrane metalice*. Thèse de doctorat, Inst. Polyt., Jassy, 1984.
8. T i m o s h e n k o S. P., W o i n o w s k i - K r i e g e r S., *Teoria plăcilor plane și curbe*, (traduit de l'anglais). Ed. Tehn., București, 1968.
9. * * * Engineering News Record, *1* (1971).

ASUPRA ACOPERIȘURILOR PARABOLOID-HIPERBOLICE DIN TABLĂ CUTATĂ

(Rezumat)

Sînt prezentate particularități de alcătuire constructivă, de execuție și de calcul ale plăcilor curbe paraboloid-hiperbolice (P.H) din tablă cutată de oțel. Sînt date detalii constructive ale unui acoperiș P.H. realizat la Iași din tablă profilată de oțel de 1,5 mm grosime, compus din două suprafețe unite, pătrate, cu latura de 15,25 m.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D.C. 624.97

ALGORITHM FOR DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BEAMS SUBJECTED TO SHEAR FORCES

BY

N. FLOREA

1. Generalities

The aim of these paper is to propose an algorithm able to permit the obtention of the DICHEMA program in view to dimension, check-up and make-up of reinforced concrete beams subjected to shear forces and torsional moments. There are given solutions for elements with rectangular section and constant inertia moment, isolated or belonging to statically undeterminate structures.

The program is written in such a way as the shear force be wholly taken over by stirrups and concrete, stirrup diameter being, therefore, measured and the distance between them within the limits prescribed by norms. Taking into account the torsional moment influence, it will be checked-up of the located stirrups can take over additional stresses produced by torsion: other wise, keeping the initially determined diameter, the distance between them will be recalculated, considering the simultaneous existence of the two loads.

The additional longitudinal reinforcement to be disposed on the lateral beam sides is measured as well.

The computations algorithm has taken into account the provisions imposed on structural elements working under seismic loads there have been thoroughy observed prescriptions resulting from the necessity to ensure a certain stiffness or those constructive conditions allowing the adequate building and operation of structures.

Due to the iterative character of the reinforced concrete designing process the arithmetic and logical operational blocks repeteadly resorted to within the program have been included in five subroutines : PRERESE, MØMEGEC, CHØCØREI, ASDIBET, ESTIDIA, being called according to necessities within the main program.

2. Theoretical Considerations

The proposed program take into account that in current design activity, on the basis of dimensioning related to bending moments, a preliminary distribution of reinforcements is chosen ; in accordance to the selected reinforcing system (independent bars or welded griders) it will be established whether tilted bars of stirrups only can be provided for. In this case the shear force calculations consist essentially in cheking-up the location up reinforcements and their finalization.

The calculations, themselves, are made when the double inequality :

$$0.5\,bh_0R_t \leqslant Q \leqslant 4\,bh_0R_t \tag{1}$$

is satisfied.

The algorithm was grounded on simplified calculation procedures, recomended in current situations, when, along large areas transverse reinforcement does not vary, longitudinal reinforcement are not broken off and sudden variations of shear force diagram due to concentrated stresses do not occur. In this case it is admitted that shear force which can be taken over by stirrups and concrete :

$$Q_{eb} = \sum A_{et} m_{at} R_a + Q_b = \sum A_{et} m_{at} R_a + \frac{bh_0^2 R_t}{S_i} K \tag{2}$$

may have a minimum on the respective area namely :

$$Q_{eb}^{\min} = 2\sqrt{bh_0^2 R_t q_e \sqrt{p}}, \tag{3}$$

having in view that, as a preliminary, there has been introduced the approximation :

$$K \simeq \sqrt{p}.$$

If it is required that the exterior shear force (Q) be taken over only by stirrups and concrete the simplification introduced in relation (3) is admitted, then, the stress on unit length (q_e) taken over by stirrups can be calculated with the relation :

$$q_e = \frac{Q^2}{4bh_0^2 R_t \sqrt{p}}.$$

If are considered as known the distance between stirrups (d_e) and the number of shear branches (n_r) there can be inferred one stirrup branch area (A_e), therefore, its diameter ($\varnothing_e$).

With elements or portions of element where the double inequality :

$$0.5R_t \leqslant \frac{M_t}{W_{tp}} + \frac{Q}{bh_0} \leqslant 4R_t \tag{4}$$

is observed, the torsional moment (M_t) will be taken over by reinforcements as longitudinal bars and stirrups.

The total area of additional longitudinal reinforcements is calculated with relation :

$$A_{tl} = \frac{M_t(b_s + h_s)}{b_s h_s R_a}. \tag{5}$$

The distance between additional stirrups required in torsion can be found using the relation :

$$a_{es} = \frac{2b_s h_s R_a A_e}{M_t}. \tag{6}$$

Imposing that the two loads be taken over by using the same kind of stirrups and knowing the distance between the stirrups dimensioned for shear forces (Q_e) the unique distance between stirrups can be calculated :

$$a_{et} = \frac{a_{es} a_e}{a_{es} + a_e}, \tag{7}$$

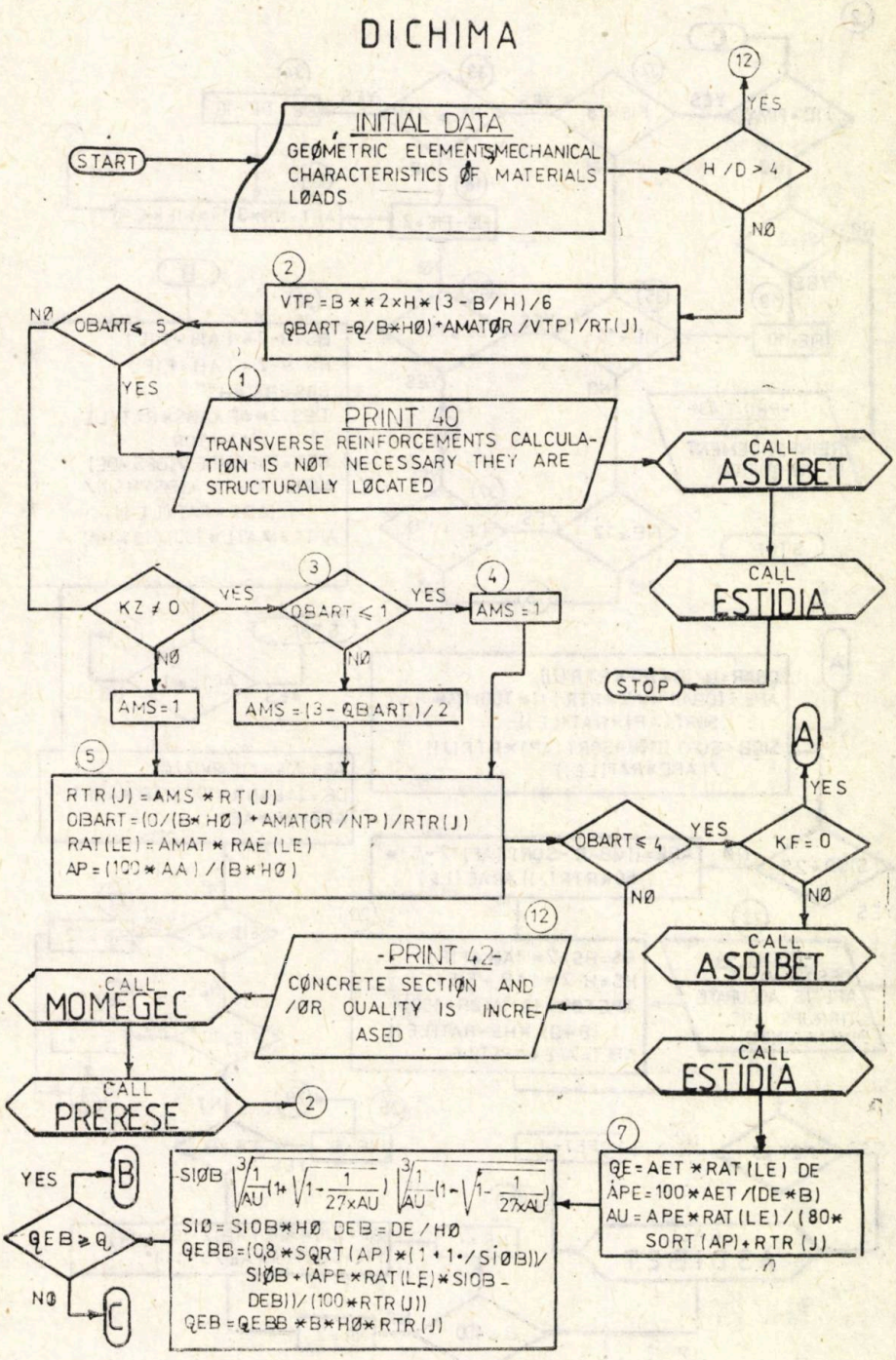

DICHIMA
START
INITIAL DATA
GEØMETRIC ELEMENTS MECHANICAL CHARACTERISTICS ØF MATERIALS LØADS
H/D > 4
YES
NØ
12
2
VTP = B**2×H*(3 - B/H)/6
QBART = (Q/B*HØ)+AMATØR/VTP)/RT(J)
OBART ≤ 5
NØ
YES
1
PRINT 40
TRANSVERSE REINFORCEMENTS CALCULATIØN IS NØT NECESSARY THEY ARE STRUCTURALLY LØCATED
CALL ASDIBET
CALL ESTIDIA
STOP
KZ ≠ 0
3
OBART ≤ 1
4
AMS = 1
AMS = (3 - QBART)/2
5
RTR(J) = AMS * RT(J)
OBART = (Q/(B* HØ) + AMATOR/NP)/RTR(J)
RAT(LE) = AMAT * RAE(LE)
AP = (100 * AA)/(B * HØ)
OBART ≤ 4
KF = 0
A
12
-PRINT 42-
CØNCRETE SECTIØN AND /ØR QUALITY IS INCREASED
CALL MOMEGEC
CALL PRERESE
CALL ASDIBET
CALL ESTIDIA
7
QE = AET * RAT(LE) DE
ÀPE = 100 * AET/(DE * B)
AU = APE * RAT(LE)/(80 * SORT(AP) + RTR(J)
SIØB
SIØ = SIOB * HØ DEB = DE/HØ
QEBB = (0,8 * SQRT(AP) * (1 + 1./SIØB))/ SIØB + (APE * RAT(LE) * SIOB - DEB))/(100 * RTR(J))
QEB = QEBB * B * HØ * RTR(J)
YES
B
QEB ≥ Q
NØ
C

Fig. 1

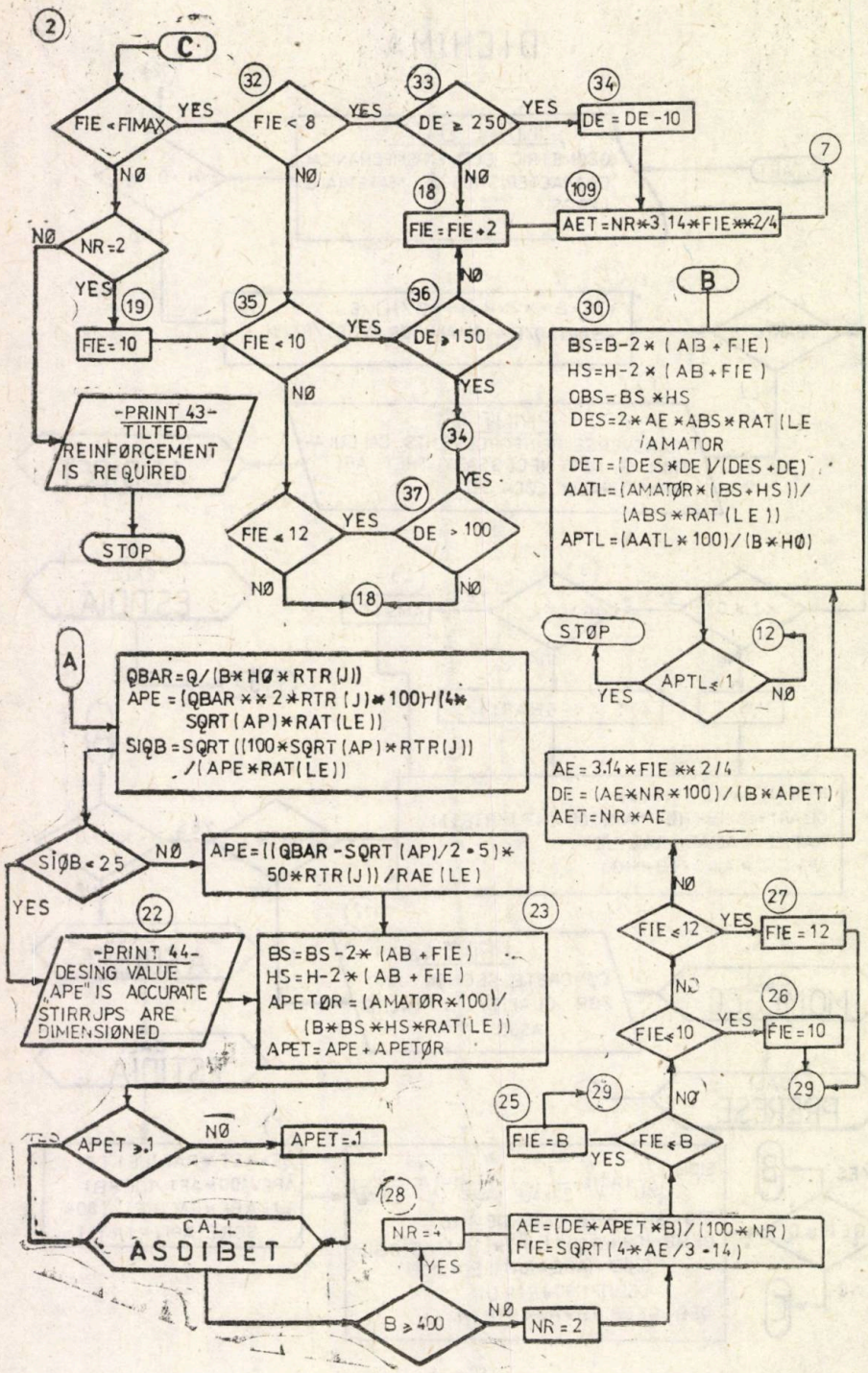

2
C
FIE < FIMAX
YES
NØ
32
FIE < 8
33
DE ≥ 250
34
DE = DE -10
7
18
FIE = FIE + 2
109
AET = NR * 3.14 * FIE ** 2/4
NR = 2
19
FIE = 10
35
FIE < 10
36
DE ≥ 150
-PRINT 43-
TILTED
REINFØRCEMENT
IS REQUIRED
STOP
37
FIE < 12
DE > 100
B
30
BS = B - 2 * (AB + FIE)
HS = H - 2 * (AB + FIE)
OBS = BS * HS
DES = 2 * AE * ABS * RAT (LE
/AMATOR
DET = (DES * DE)/(DES + DE)
AATL = (AMATØR * (BS + HS))/
(ABS * RAT (L E))
APTL = (AATL * 100)/(B * HØ)
STØP
12
APTL ≤ 1
A
QBAR = Q/(B * HØ * RTR (J))
APE = (QBAR ** 2 * RTR (J) * 100)/(4 *
SQRT (AP) * RAT (LE))
SIQB = SQRT ((100 * SQRT (AP) * RTR (J))
/(APE * RAT (LE))
AE = 3.14 * FIE ** 2 / 4
DE = (AE * NR * 100)/(B * APET)
AET = NR * AE
SIQB < 25
APE = ((QBAR - SQRT (AP)/2 • 5) *
50 * RTR (J))/RAE (LE)
22
-PRINT 44-
DESING VALUE
"APE" IS ACCURATE
STIRRJPS ARE
DIMENSIØNED
23
BS = BS - 2 * (AB + FIE)
HS = H - 2 * (AB + FIE)
APETØR = (AMATØR * 100)/
(B * BS * HS * RAT (LE))
APET = APE + APETØR
27
FIE ≤ 12
FIE = 12
26
FIE ≤ 10
FIE = 10
29
25
FIE = B
FIE ≤ B
APET ≥ .1
APET = .1
CALL
ASDIBET
28
NR = 4
AE = (DE * APET * B)/(100 * NR)
FIE = SQRT (4 * AE / 3 - 14)
B ≥ 400
NR = 2

Fig. 2

they being, thus, uniformly placed along the element.

3. Algorithm Description

PREREȘE and MØMEGEC subroutines, used to determine the minimum and maximum size of reinforced concrete section and geometric and mechanical characteristics cross section modifications, respectively, by playing a secondary role within this program, will not be dealt with thoroughly.

Distance between stirrups is calculated in the ASDIBET subroutine, depending on section height (H) and reinforcement diameter (D) and taking into account whether in that area there are (or not) design, stressed reinforcements and whether within the element are to be placed (or not) tilted bars.

The constructive conditions refering to structures likely to be situated in seismic areas are observed, as well.

The distance between stirrups (DE) is checked so as to be smaller than the maximum one resulting from calculations (DEMAX) which is found function of cross section geometric (B — breadth, HØ — active height), mechanical (RT — design tensile strength) and loading characteristics (Q).

Within the ESTIDIA subroutine in an earlier stage the minimum stirrup diameter values (FIMIN) are estimated depending on the concrete section height and longitudinal reinforcement diameter, as well as the number of shear sections (NR) which depend on the section breadth (B).

By means of the KP gauge (which can take 0 and 1 values), it may be chosen to determine stirrup diameter by a direct calculation or by successive trials. In an earlier stage (KP = 0) on simplified procedure grounds, the shear stress on unit length (QE) taken over by stirrups is found as well as all stirrup branch area (AET) and finally, their diameter (FIE), in view of situating the calculated value between the two extremes admitted by norms (FIMN and FIMAX).

Since steel bars are rolled in a limited diameter range, the algorithm allows to assimilate the calculated value (FIE) to the closest one in the assortment included within the catalogue.

If an iterative calculation (KP = 1) is resorted to, in the beginning the minimum design diameter is chosen checking up the condition that one stirrup branch area (AE) should be bigger than the minimum admissible value (AER). Otherwise, a gradual increase will be proceeded to, first of all in the diameter and then in the number of shear sections.

If the admissible limits for these variables are reached and the above mentioned condition is not fulfilled, a modification of the section geometry will be resorted to, calling MØMEGEC subroutine.

The DICHEMA program is used for stirrup dimensioning paper, being observed the constructive conditions already stated by ASDIBET and ESTIDIA subroutines.

Those sections to be subjected, in potentially plastic areas, to seismic loadings (defined by KZ identifier) are altered by a tensile strength (RT), reduction coefficient (AMS). Its low values require, sometimes, to increase geometric section elements.

Stirrup calculations are made considering the cumulated action of shear force (Q) and torsional moment (AMATØR).

By means of KT gauge two variants of computing are delineated. If KF = 1 is input, a preliminary stirrup placing is chosen out of constructive conditions, using the ASDIBET and ESTIDIA subroutines. Grounded on this predimensioning, the shear force taken over by stirrup and concrete can be calculated. If QEB $\geq$ Q, the torsional calculation will be made, consisting in finding the total area of additional longitudinal bar section (AATL) and the distance between additional stirrups (DES), assuming they have the same cross section (AE) as those resulting from shear calculations. Then, using relation (7) there may be calculated the unique distance between stirrups to be uniformly placed along the beam (DET).

When QEB $<$ Q it is necessary to modify the initial stirrup distribution, proceeding to decrease the distance between them and increase their diameter until the limits observed by norms are reached.

Finally it will be checked of additional longitudinal reinforcement expressed in percentage (APTL) does not exceed 1 % of active concrete area. Otherwise the geometric section element increase is resorted to, calling MØMEGEC and PRERESE subroutines.

By means of KS gauge (assigning zero value) a direct stirrup calculation may be chosen. In this respect, the percentage of transverse reinforcement required to take over shear forces (APE) will be estimated at an earlier stage. Then the additional transverse reinforcement percentage required for torsion (APETØR) take over will be calculated and, finally, the two values will be added, resulting in a total transverse reinforcement percentage (APET) which should not be less than 0.1 %. This restriction is introduced in order to ensure a high seismic energy absorbtion capacity by postelatic strains as transverse reinforcement has the role of wrapping prestressed concrete and taking an important shear stress fraction.

By calling ASDIBET subroutine, out of constructive reasons, the distance between stirrups is estimated and then their diameter so that they should meet certain values of the standardized assortment. Using the above mentioned model torsional calculations will be made, as well.

The proposed algorithm is represented in Figs. 1 and 2.

Received, March 3, 1989

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Structural Mechanics,
Concrete and Technology

ALGORITM PENTRU PROIECTAREA GRINZILOR DIN BETON ARMAT LA ACŢIUNEA FORŢEI TĂIETOARE

(Rezumat)

Se prezintă algoritmul pe baza căruia a fost elaborat un program automat de calcul care serveşte la dimensionarea, verificarea şi alcătuirea grinzilor de beton armat solicitate la forţă tăietoare.

Sînt soluţionate elementele cu secţiune dreptunghiulară şi moment de inerţie constant, singulare sau făcînd parte din structuri static nedeterminate.

Programul este alcătuit astfel încît forţa tăietoare să fie preluată în totalitate prin etrieri şi beton, determinîndu-se în acest sens diametrul etrierilor şi distanţa dintre aceştia, în limitele prescrise de norme. Luînd în considerare şi acţiunea momentului de torsiune, se verifică dacă etrierii dispuşi pot prelua eforturile suplimentare produse de efectul torsiunii, iar în caz contrar, păstrînd diametrul stabilit iniţial, se recalculează distanţa dintre ei, ţinînd cont de existenţa simultană a celor două solicitări.

Se determină, de asemenea, armătura longitudinală suplimentară necesară a fi dispusă pe feţele laterale ale grinzilor, pentru preluarea torsiunii.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), Fasc. 1—2, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 526 ; 627.8

ALGORITHME ET PROGRAMME POUR CALCULER LES DÉPLACEMENTS ET LES DÉFORMATIONS VERTICALES DES BARRAGES À L'AIDE DES MESURES DE NIVELLEMENT GÉOMÉTRIQUE DE HAUTE PRÉCISION

PAR

GH. NISTOR et IOANA VLAD

1. Introduction

Pour l'analyse du comportement *in situ* des barrages s'avèrent d'une grande importance les données concernant les valeurs des déplacements et des déformations verticales, couramment désignées comme tassages (les valeurs négatives) et levés (celles positives).

Dans la pratique courante, le principe de mesure des déplacements et des déformations verticales se réduit à la détermination cyclique des côtes des points de contrôle, désignés aussi comme marques de tassage, par rapport à plusieurs repères fixes qui constituent le réseau de référence et qui sont emplacés en terrain indéformable, en dehors de la zone d'influence du barrage. Les points de contrôle encastrés sur le barrage, le couronnament et à la base du parament aval se déplacent ensemble avec le barrage ; donc, en les soumétant à des mesures cycliques on peut obtenir les valeurs des déplacements et des déformations verticales.

La détermination par voie géodésique des déplacements et des déformations verticales des points de contrôle se réalise soit à l'aide de la méthode des cheminements de nivellement géométrique moyen, appuyés ou en circuit ouvert, soit par la méthode des réseaux de nivellement géométrique, soutenus par les repères fixes du réseau de référence. En fonction de l'importance et de l'anvergure du travail, dans chaque cycle de mesures, le compensation des cheminements de nivellement géométrique est réalisée par la méthode demirigoureuse ou par la méthode rigoureuse des moindres carrés. Le calcul et la compensation du chéminement de nivellement géométrique à l'aide de la méthode des moindres carrés, de même que l'évaluation de la précision des résultats, sont connues [1].

Dans ce qui suit on présente un algorithme amélioré pour le calcul direct des déplacements et des déformations verticales des barrages, en fonction des variations des différences de niveau mesurées dans chaque cycle d'observations. Les mesures des côtes ont lieu dans des conditions de précision établies à la suite d'une étude anticipée [2]; on doit utiliser des nivelles de haute précision (Zeiss KONI 007, Ni 004, Ni 002, Salmoiraghi Mod. 5190) et des mires en métal invar.

2. L'algorithme de calcul

En utilisant le cheminement de nivellement géométrique appuyé sur les repères fixes R_1 et R_2 du réseau de référence (Fig. 1), dans les cycles d'observations initial et actuel, on calcule les différences de niveau provisoires

en toutes les stations de nivellement géométrique moyen, comme moyenne arithmétique des valeurs obtenues aux deux horizons de l'appareil. Elles sont

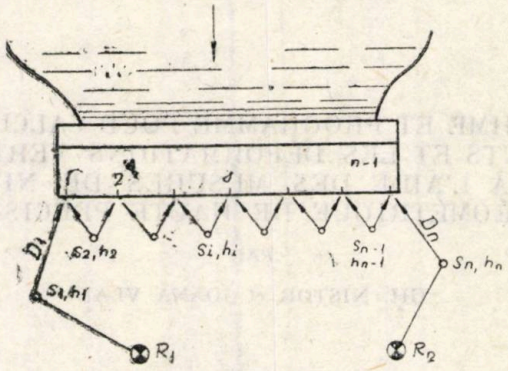


Fig. 1

$$(1) \qquad h_{0i} = \frac{1}{2}(h_{0i}^{I} + h_{0i}^{II}), \quad h_{1i} = \frac{1}{2}(h_{1i}^{I} + h_{1i}^{II}), \quad (i = 1, 2, \ldots, n),$$

où : h_{0i} — la différence moyenne de niveau dans le cycle initial ; h_{1i} — la différence moyenne de niveau dans le cycle actuel.

Pour le cycle initial, l'altitude du repère R_2, par rapport à l'altitude du repère de soutien initial R_1 et des différences provisoires de niveau, est donnée par

$$(2) \qquad \overline{H}_{R_2} = H_{R_1} + \sum_{i=1}^{n} h_{0i}.$$

Du point de vue théorique cette altitude doit coincider avec la valeur de la hauteur connue d'avance; mais comme suite des erreurs de mesure inhérentes, ces valeurs présentent une différence algébrique qu'on désigne sous le nom d'écart de fermeture sur altitude :

$$(3) \qquad f_{h0} = \overline{H}_{R_2} - H_{R_2} = \sum_{i=1}^{n} h_{0i} - (H_{R_2} - H_{R_1}).$$

D'une manière similaire on écrit l'écart de fermeture sur altitude dans le cycle actuel :

$$(4) \qquad f_{h1} = \overline{\overline{H}}_{R_2} - H_{R_2} = \sum_{i=1}^{n} h_{1i} - (H_{R_2} - H_{R_1}).$$

À l'aide des écarts de fermeture on peut calculer les corrections unitaires pour les deux cycles d'observations :

(5) $$k_{h0} = -\frac{f_{h0}}{\sum_{i=1}^{n} D_i}, \quad k_{h1} = -\frac{f_{h1}}{\sum_{i=1}^{n} D_i},$$

où D_i sont les longueurs de visée (portées).

Les altitudes de la marque de tassage, j, obtenues dans les deux cycles d'observations sont

(6) $$H_{0j} = H_{R_1} + \sum_{i=1}^{j} (h_{0i} + k_{h0} D_i), \qquad (7) \quad H_{1j} = H_{R_1} + \sum_{i=1}^{j} (h_{1i} + k_{h1} D_i),$$

$$(j = 1, 2, \ldots, n-1).$$

On peut exprimer le déplacement et la déformation verticale du point de contrôle, j, ayant lieu entre les deux cycles d'observations, directement en fonction des éléments mesurés, par l'expression:

(8) $$\Delta H_j = H_{1j} - H_{0j} = \sum_{i=1}^{j} (h_{1i} - h_{0i}) + \sum_{i=1}^{j} D_i (k_{h1} - k_{h0}).$$

Si dans cette relation on introduit les corrections en fonction des écarts de fermeture et ceux-ci en fonction des différences des niveaux mesurées, on obtient pour le déplacement et la déformation verticale du point de contrôle j l'expression:

(9) $$\Delta H_j = \sum_{i=1}^{j} (h_{1i} - h_{0i}) - \sum_{i=1}^{j} D_i \left[\frac{\sum_{i=1}^{n} (h_{1i} - h_{0i})}{\sum_{i=1}^{n} D_i} \right].$$

La quantité

(10) $$K = \frac{\sum_{i=1}^{n} (h_{1i} - h_{0i})}{\sum_{i=1}^{n} D_i}$$

est constante, donc la relation finale pour le calcul direct des déformations et des déplacements verticale est

(11) $$\Delta H_j = \sum_{i=1}^{j} (h_{1i} - h_{0i}) - K \sum_{i=1}^{j} D_i.$$

On doit remarquer que pour calculer la valeur des déplacements et des déformations verticales d'un barrage on utilise directement les différences de niveau mesurées dans les deux cycles d'observations ; le deuxième terme présent dans (11) exprime la correction due aux erreurs de mesure. En but de contrôle on utilise la relation

$$\Delta H_{R_2}=\Delta H_n=\sum_{i=1}^{n}(h_{1i}-h_{0i})-K\sum_{i=1}^{n}D_i=0. \tag{12}$$

Si dans l'intervalle entre les deux cycles d'observations les points d'appui R_1 et R_2 subissent des déplacements verticaux Δh_1 et respectivement Δh_2, alors le déplacement et la déformation verticale du point de contrôle j sera

$$\Delta H_j=\Delta h_1+\sum_{i=1}^{j}(h_{1i}-h_{0i})-K\sum_{i=1}^{j}D_i. \tag{13}$$

Dans cette situation, la relation de contrôle devient

$$\Delta H_{R_2}=\Delta H_n=\Delta h_1+\sum_{i=1}^{n}(h_{1i}-h_{0i})-K\sum_{i=1}^{n}D_i=\Delta h_2. \tag{14}$$

Si on utilise un miniordinateur, on peut conduire le calcul des déplacements et des déformations verticales d'une manière plus comode, de point en point, à l'aide de la relation simplifiée

$$\Delta H_j=\Delta H_{j-1}+(h_{1j}-h_{0j})-KD_j, \tag{15}$$

en utilisant pour contrôle

$$\Delta H_{R_2}=\Delta H_n=\Delta H_{n-1}+(h_{1n}-h_{0n})-kD_n=0. \tag{16}$$

3. La précision des résultats

La précision des résultats est indiquée par l'erreur moyenne quadratique. Pour le point de contrôle j, les erreurs moyennes quadratiques des côtes qui correspondent aux deux cycles d'observations sont données par

$$m_{H_{0j}}=\pm\frac{m_{h0}}{\sqrt{p_j}} \quad \text{et} \quad m_{H_{1j}}=\pm\frac{m_{h1}}{\sqrt{p_j}}, \tag{17, 18}$$

où les erreurs moyennes quadratiques des différences de niveau mesurées dans les cycles d'observations initial et actuel sont

$$m_{h0}=\frac{1}{2}\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}d_{0i}^2} \quad \text{et} \quad m_{H_{1j}}=\frac{1}{2}\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}d_{1i}^2}. \tag{19, 20}$$

Dans (19) et (20), d_{0i} et d_{1i} représentent les écarts entre les valeurs des différences de niveau déterminées avec les deux horizons de l'appareil dans chaque point de station :

$$d_{0i}=h_{0i}^{I}-h_{0i}^{II}, \qquad d_{1i}=h_{1i}^{I}-h_{1i}^{II}. \tag{21, 22}$$

Les poids des points de contrôle, les mêmes pour tous les cycles d'observations, s'expriment par

$$p_j=\frac{n}{n_j(n-n_j)}, \tag{23}$$

Tableau 1

Le cycle initial

Numéro de la station	Longueur de visée D_i m	Horizon de l'appareil		Différence de niveau moyenne h_{0i} mm	Écart d_{0i} mm
		h^I_{0i} mm	h^{II}_{0i} mm		
1	29	322,54	322,74	322,64	−0,20
2	20	17,88	17,70	17,79	0,18
3	22	22,53	22,31	22,42	0,22
4	18	11,16	11,36	11,26	−0,20
5	32	− 29,69	− 29,45	− 29,57	−0,24
6	20	30,33	30,23	30,28	0,10
7	19	−107,75	−107,62	−107,68	−0,13
8	23	− 39,52	− 39,40	− 39,46	−0,12
9	31	343,34	343,50	343,42	−0,16

Tableau 2

Le cycle actuel

Numéro de la station	Longueur de visée D_i m	Horizon de l'appareil		Différence de niveau moyenne h_{1i} mm	Écart d_{1i} mm
		h^I_{1i} mm	h^{II}_{1i} mm		
1	29	322,14	322,34	322,24	−0,20
2	20	17,55	17,75	17,65	−0,20
3	22	22,05	22,35	22,20	−0,20
4	18	11,70	11,60	11,65	0,10
5	32	− 29,55	−29,75	− 29,65	0,20
6	20	30,97	31,13	31,05	−0,16
7	19	−107,50	−107,32	−107,41	−0,18
8	23	− 39,46	− 39,34	− 39,40	−0,12
9	31	344,66	344,36	344,51	0,30

Tableau 3

Calcul des déplacements et des déformations verticales et de la précision

Numéro du point	Différences de niveau		$h_{1i}-h_{0i}$	K	Longueur de visée D_i	$-K\sum_{i=1}^{j} D_i$ $-KD_i$	Déformations verticales ΔH_i	Erreurs quadratiques moyennes $m_{\Delta Hj}$
	h_{0i} mm	h_{1i} mm	mm	mm/m	m		mm	mm
1	322,64	322,24	−0,40		29	−0,24	−0,64	±0,12
2	17,79	17,65	−0,14		20	−0,16	−0,94	±0,16
3	22,42	22,20	−0,22		22	−0,18	−1,34	±0,18
4	11,26	11,65	0,39		18	−0,15	−1,09	±0,19
5	− 29,57	− 29,65	−0,08	0,0081	32	−0,26	−1,43	±0,19
6	30,28	31,05	0,77		20	−0,16	−0,83	±0,18
7	−107,88	−107,41	0,27		19	−0,15	−0,71	±0,16
8	− 39,46	− 39,40	0,06		23	−0,19	−0,84	±0,12
9(R_2)	345,42	344,51	1,09		31	−0,25	0,00	−

où : n représente le nombre total des stations du cheminement ; n_j — le nombre de stations placées entre le repère initial d'appui et le point de contrôle considéré.

À l'aide des erreurs moyennes quadratiques des hauteurs, données par (17) et (18), on calcule l'erreur moyenne quadratique du déplacement et de la déformation verticale des points de contrôle. Pour le point j il en résulte

$$m_{\Delta H_j} = \pm\sqrt{m_{H_{0j}}^2 + m_{H_{1j}}^2}. \tag{24}$$

En tenant compte de (17) ... (20) et (23) on obtient pour l'erreur moyenne quadratique du déplacement du point l'expression :

$$m_{\Delta H_j} = \pm \frac{1}{2n}\sqrt{n_j(n-n_j)\sum_{i=1}^{n}(d_{0i}^2 + d_{1i}^2)}. \tag{25}$$

À l'aide de la quantité constante

$$K_1 = \frac{1}{2n}\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(d_{0i}^2 + d_{1i}^2)} \tag{26}$$

on peut écrire, pour l'erreur moyenne quadratique du déplacement et de la déformation verticale du point j, une relation qui permet son calcul direct à savoir :

$$m_{\Delta H_j} = \pm K_1\sqrt{n_j(n-n_j)}. \tag{27}$$

Finalement, le déplacement et la déformation verticale de la marque de tassage j, produite entre les deux cycles d'observations, est

$$\Delta H_j \pm m_{\Delta H_j}. \tag{28}$$

4. Exemple

On présente comme exemple le calcul des déplacements et des déformations verticales des marques de tassage placées sur un barrage, de même que l'estimation de la précision des résultats. Les Tableaux 1 et 2 présentent les données mesurées en terrain, y compris le calcul des différences moyennes de niveau et les écarts dans chaque station, qui correspondent aux cycles d'observations initial et actuel. Le Tableau 3 contient les résultats du calcul des déformations et des déplacements verticales pour chaque marque de tassage, de même que les erreurs quadratiques moyennes correspondantes.

5. Conclusions

1. L'algorithme de calcul présenté ci-dessus permet de déterminer rapidement les valeurs des déplacements et des déformations verticales dans chaque point de contrôle, en utilisant directement les variations des différences de niveau mesurées en cycles sur terrain, à l'aide de la méthode du nivellement géométrique de haute précision. Il fournit aussi les erreurs moyennes quadratiques, pour chaque point en partie. Les résultats obtenus

sont comparables à ceux donnés par le calcul rigoureux qui utilise la méthode des moindres carrés.

2. Avec l'algorithme exposé on a construit le programme de calcul DEVER (DEformations VERticales), écrit en langage BASIC. Le programme a été roulé sur un calculateur personel TIM-S.

Reçue le 21 novembre 1989

Institut Pplytechnique, Jassy
Chaire de Constructions
Hydrotechniques et Topographie

BIBLIOGRAPHIE

1. Botez P.M., *Geodezie*. Vol. **I**, EDP, Buc., 1969.
2. Nistor Gh., Braier A., *Étude anticipée de la précision du nivellement géométrique utilisée pour déterminer les déplacements et les déformations verticales des constructions*. Bul. Inst. polit., Iași, **XXXII (XXXVI)**, *1—4*, s. V (1986).
3. Nistor Gh., *Topografie pentru construcții hidrotehnice*. Inst. polit., Iași, 1981.

ALGORITM ȘI PROGRAM DE CALCUL AL DEPLASĂRILOR ȘI DEFORMAȚIILOR VERTICALE ALE BARAJELOR FOLOSIND MĂSURĂTORI DE NIVELMENT GEOMETRIC DE ÎNALTĂ PRECIZIE

(Rezumat)

Se prezintă un algoritm de calcul al deplasărilor și deformațiilor verticale ale barajelor, în funcție directă de variațiile diferențelor de nivel, măsurate ciclic prin metoda nivelmentului geometric de înaltă precizie. De asemenea se prezintă modul de evaluare a preciziei rezultatelor pentru fiecare punct de control de pe corpul barajului.

Pe baza algoritmului s-a scris un program de calcul în limbaj BASIC, pentru calculatorul personal TIM-S.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 623.1

ANALYSIS OF WATER SUPPLY SYSTEM HAVING PUMP STATIONS, WATER SUPPLY NETWORK AND EQUALIZING RESERVOIR

BY

EMANOIL BÂRSAN and CĂLIN IGNAT

1. Introduction

A frequently met system of water supply in the populated centers is a network (WSN) fed by pump station (stations) (PS) and an equalizing reservoir (ER) (Figs. 1 and 2).

The characteristic of this system consists in the fact that at the maximum consumption hour, the network is supplied both from the PS and from the ER and at the minimum consumption hour, the reservoir works as an consumer accumulating the water surplus which is not consumed in the distribution system.

In order to analyse this system it was designed a calculus program written in the TURBO PASCAL language based on the discharge continuity equation at nodes, the unknowns being the piezometric heads at nodes [2].

After establishing the piezometric heads at nodes there are determined the discharge and the velocity on pipe line, the pressure variation at the PS and the water fluctuation in the ER.

Using this programme it was simulated the dynamic water flow and the pressure evolution within 24 hours for a network with 24 nodes choosing the optimum solutions from seven studied variants with the aim to obtain the optimum configuration from the energetic point of view (Fig. 2).

The analysis methodology has a general character with extending possibilities at complex networks (100...500 nodes, more PS, more ER, etc).

The proposed program represents an efficient tool for analysing water supply systems having PS — WSN — ER, in order to obtain the optimum solution from the energetic point of view.

2. The Basis of Programme Calculus

The continuity of discharge at nodes is expressed by the relation :

$$(1) \qquad f_j = \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq j}}^{N} q_{ij} + C_j = 0, \ (j = 1,..., N), \ (N - \text{number of nodes}),$$

where : f_j represents the algebric sum of discharges in node j (unbalance), q_{ij} — pipe line discharge ij with sign + for discharges that enter in the node j and sign — for those that leave the same node ($q_{ij} = 0$ if there is no con-

nection between nodes i, j); C_j—the node discharge (consumption or supply from the ER), with the same convention of signs.

The functional relation between the head loss (h_{ij}) and the pipe discharge (q_{ij}) is written, in general form, under the following form :

$$h_{ij}=H_i-H_j=R_{ij}q_{ij}^{\alpha}, \tag{2}$$

where : H_i and H_j represents the piezometric heads at nodes i and j; R_{ij} — hydraulic resistance of pipe line ij. The exponent α varies between 1.8 and 2.

With the relation (2) the discharge becomes the expression :

$$q_{ij}=R_{ij}^{-1/\alpha}(H_i-H_j)^{1/\alpha}. \tag{3}$$

Introducing (3) in (1) there is obtained :

$$f_j=\sum_{\substack{i\neq j\\ i=1}}^{N} R_{ij}^{-1/\alpha}(H_i-H_j)^{1/\alpha}+C_j=0. \tag{4}$$

The relation (4), extended to all nodes with the unknown piezometric heads, leads to a system of nonlinear equations which, solved, determines the piezometric heads at nodes and the discharges that flow in the pipe line knowing the hydraulic resistance on pipe line and the consumption at nodes. Because the system (4) is nonlinear the solutions are obtained by Newton—Raphson method using the methodology shown in [1].

For following the variation of water levels in ER it was used an adequate subroutine.

After calculating the ER capacity by difference cumulated values method [2], there are established, hour by hour within 24 hours, the water volumes which supply or are consumed from the ER.

If for a certain hour the ER is fed with Q l/s then 3.6 Q represents the number of m³ stored in the ER in an hour. Knowing the horizontal aria of the ER it will result the rising of water level in reservoir ($x=3.6\ Q/A$). This value (x) is added to the water level in ER from the previous hour. In the case when water is consumed from the ER x will be substracted from the water level of the previous hour.

The calculus starts from 0—1 o'clock when the reservoir is empty.

For solving the equation system (4) as reference piezometric heads is considered the water level in the ER at every 24 hours. Depending on the reference piezometric head (h_{ref}) of respective hour it is calculated piezometric heads of node *22* directly, connected with the ER.

There is solved the system (4) which give the piezometric heads at nodes and the PS.

Resulting as function of the discharges (Q) and the piezometric heads (H) from nodes in which the PS are placed, the characteristics of pumping equipment are established.

The piezometric heads (H) in nodes are obtained taking into account that $H_{node} > H_{ser.}$ ($H_{ser.}$ — service piezometric head at the respective node).

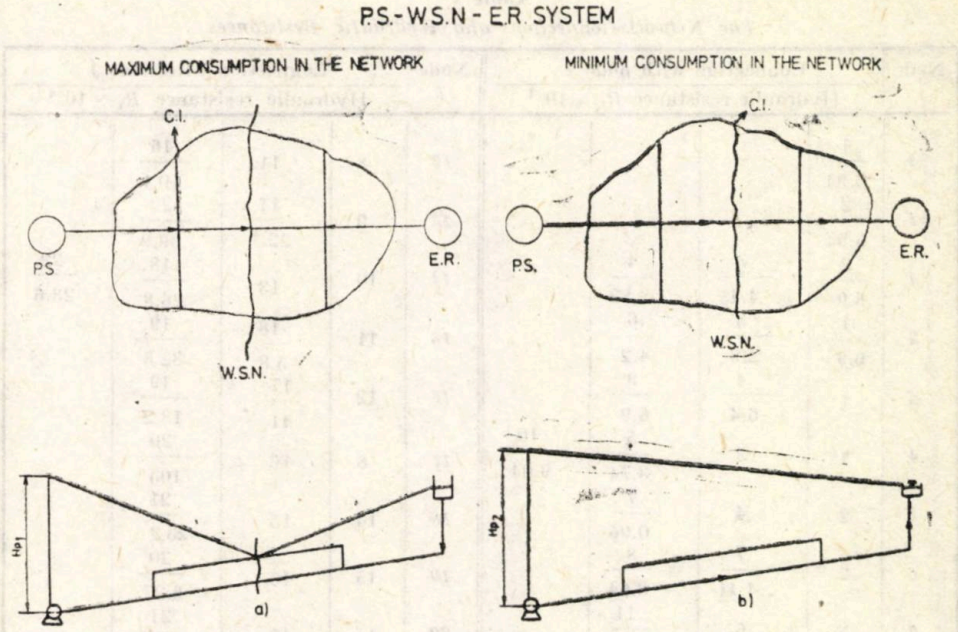

P.S.-W.S.N - E.R. SYSTEM
MAXIMUM CONSUMPTION IN THE NETWORK
MINIMUM CONSUMPTION IN THE NETWORK
C.I.
P.S
E.R.
W.S.N.
C.I.
P.S.
E.R.
W.S.N.
Hp1
a)
Hp2
b)

Fig. 1

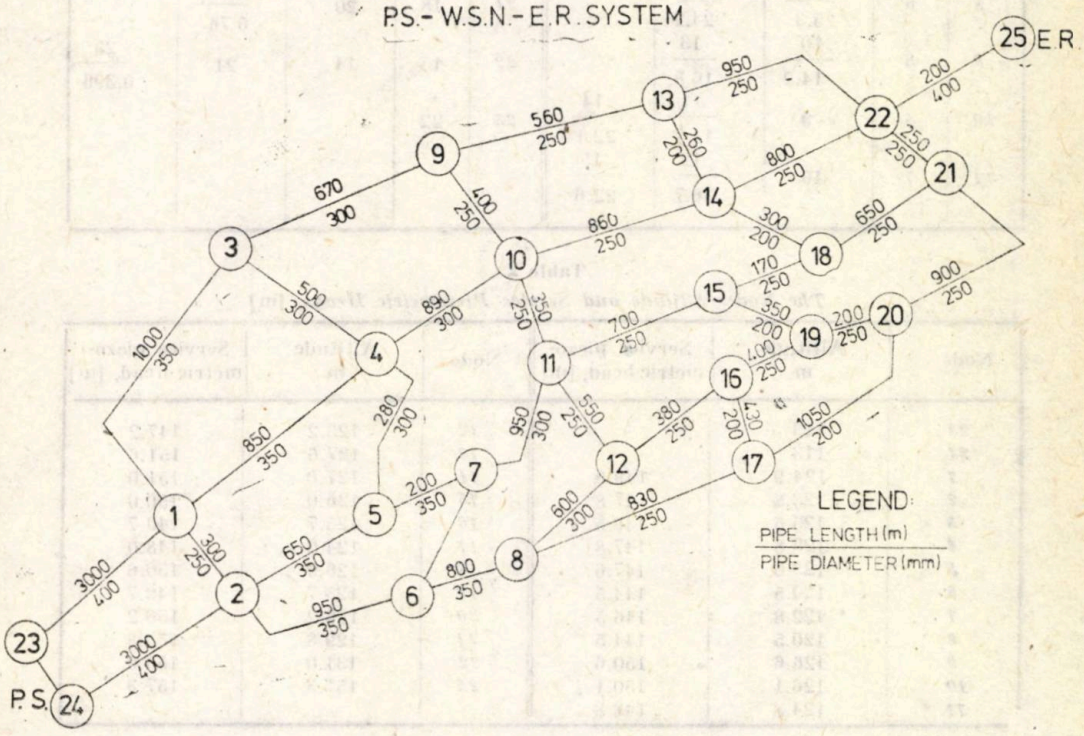

P.S.-W.S.N.-E.R.SYSTEM
25 E.R
LEGEND
PIPE LENGTH (m)
PIPE DIAMETER (mm)
P.S. 24
23

Fig. 2

Table 1

The Network-Connections and Hydraulic Resistances

Node i	Connection with node j / Hydraulic resistance $R_{ij} \times 10^{-4}$				Node i	Connection with node j / Hydraulic resistance $R_{ij} \times 10^{-4}$			
23	1 / 5.94				*12*	8	11	16 / 10.1	
24	2 / 5.94				*13*	9	14 / 22.1	22 / 39.9	
1	2 / 6.9	3 / 4.45	4 / 3.82		*14*	10	13	18 / 26.8	22 / 28.6
2	1 / 6.9	5 / 2.9	6 / 4.2		*15*	11	18 / 5.8	19 / 32.8	
3	1	4 / 6.4	9 / 6.9		*16*	12	17 / 41	19 / 13.2	
4	1	3	5 / 3.74	10 / 9.04	*17*	8	16	20 / 105	
5	2	4	7 / 0.96		*18*	14	15	21 / 23.2	
6	2	7 / 4.41	8 / 3.64		*19*	15	16	20 / 6.27	
7	5	6	11 / 9.54		*20*	17	19	21 / 32.1	
8	6	12 / 5.3	17 / 24.2		*21*	18	20	22 / 6.76	
9	3	10 / 14.2	13 / 16.8		*22*	13	14	21	25 / 0.396
10	4	9	11 / 11.7	14 / 22.1	*25*	22			
11	7	10	12 / 16.7	15 / 22.6					

Table 2

The Nodes-Altitude and Service Piezometric Heads, [m]

Node	Altitude m	Service piezometric head, [m]	Node	Altitude m	Service piezometric head, [m]
23	113		*12*	123.2	147.2
24	113		*13*	127.6	151.6
1	124.9	149.9	*14*	127.0	151.0
2	123.8	147.8	*15*	126.0	150.0
3	125.5	149.5	*16*	125.7	149.7
4	123.8	147.8	*17*	124.0	148.0
5	123.6	147.6	*18*	126.6	150.6
6	120.5	144.5	*19*	125.7	149.7
7	122.8	146.5	*20*	126.2	150.2
8	120.5	144.5	*21*	129.8	153.8
9	126.6	150.6	*22*	131.0	155.0
10	126.1	150.1	*25*	157.3	157.3
11	124.8	148.8			

Table 4

Piezometric Heads

Reservoir Connected at Node 22; Source 23 Connected at Node 1; Source 24 Connected at Node 2

Hour / Node	1	2	3	4	5	6	7	8
1	171.43369	178.88275	188.44413	189.54826	184.17852	178.98309	171.24111	165.60263
2	171.39738	178.83913	188.39298	189.49710	184.13286	178.94319	171.21237	165.57943
3	168.11425	175.50248	185.00505	186.10918	180.78127	175.63336	167.98855	162.50789
4	168.41854	175.77800	185.25254	186.35667	181.04902	175.92337	168.32516	162.86287
5	168.49072	175.84804	185.32084	186.42447	181.11858	175.99447	168.39986	162.92160
6	167.89067	175.19939	184.62411	185.72824	180.45678	175.37043	167.85324	162.42015
7	167.92888	175.24048	184.66715	185.77128	180.49839	175.40999	167.88762	162.46302
8	165.18797	172.18936	181.31250	182.41664	177.36252	172.51387	165.48294	160.43971
9	164.87979	171.55886	180.32718	181.43129	176.63231	172.05217	165.47339	161.14212
10	164.79085	171.50080	180.29829	181.40240	176.58321	171.97891	165.35808	160.94830
11	164.64345	171.40707	180.25548	181.35961	176.50552	171.85919	165.16151	160.56029
12	164.38319	171.19909	180.11447	181.21861	176.31619	171.62050	164.85526	160.05601
13	160.81891	165.52266	171.95595	173.05991	169.96897	167.05590	163.10035	160.76930
14	160.67339	165.40975	171.86695	172.97088	169.86231	166.92485	162.96314	160.57758
15	161.06644	166.45073	173.75032	174.85426	171.13641	167.64749	162.91512	159.84857
16	162.64539	169.03643	177.54937	178.65355	174.03982	169.66765	163.55437	159.22984
17	162.65801	169.11989	177.74620	178.85038	174.15132	169.70905	163.54622	159.10677
18	160.58354	165.35910	171.88466	172.98905	169.84527	166.88906	162.78884	159.91497
19	161.04702	166.49004	173.98536	175.08960	171.21571	167.60809	162.77697	159.10249
20	160.45904	165.71848	173.01713	174.12136	170.38978	166.93314	162.45213	158.96997
21	158.91013	161.95036	166.27814	167.38232	165.85611	164.39885	162.37251	160.03600
22	158.02282	159.32467	161.17020	162.27440	162.59917	162.74719	162.35966	161.41605
23	194.59202	202.04107	211.60246	212.70659	207.33685	202.14142	195.39943	188.76095
24	194.55571	201.99746	211.55130	212.65543	207.29119	202.10152	194.37070	188.73775
25	157.75982	158.54932	159.65353	160.75774	161.63716	162.26182	162.34999	161.79670

	9	10	11	12	13	14	15	16
1	165.63793	165.74727	166.20739	168.56953	167.21916	165.66838	166.23319	166.47479
2	165.61493	165.72439	166.18453	168.54349	167.19590	165.64547	166.20997	166.45109
3	162.52520	162.61529	162.04473	165.33164	164.01094	162.50619	163.03916	163.26607
4	162.88264	162.97480	163.40671	165.68099	164.37099	162.86774	163.40127	163.62614
5	162.94479	163.04041	163.47760	165.75861	164.44827	162.93841	163.47686	163.70347
6	162.44128	162.54021	162.94655	165.23163	163.93927	162.43712	162.97189	163.19454
7	162.48471	162.57823	163.01112	165.56232	163.97022	162.47168	163.00367	163.22546
8	160.44693	160.52197	160.91984	162.97052	161.97490	160.38020	160.86262	161.05044
9	161.06358	161.04549	161.29132	162.99535	161.93934	160.75420	161.07737	161.19435
10	160.87987	160.87332	161.14026	162.88132	161.81522	160.60175	160.94781	161.07005
11	160.52100	160.54441	160.85772	162.68874	161.59812	160.31613	160.70989	160.85336
12	160.04732	160.10342	160.46812	162.39152	161.27906	159.92808	160.37027	160.53463
13	160.57311	160.40604	160.35915	160.96637	160.42695	159.82742	159.76575	159.68247
14	160.38896	160.23425	160.22637	160.84806	160.31908	159.69119	159.68177	159.57134
15	159.71962	159.63336	159.74875	160.68641	160.10027	159.19450	159.35149	159.35616
16	159.20216	159.23571	159.56004	161.24321	160.27691	159.02084	159.40707	159.53297
17	159.08970	159.13588	159.48170	161.22120	160.22108	158.94212	159.35255	159.49014
18	159.76193	159.65423	159.74459	160.69936	160.07597	159.19531	159.34352	159.33206
19	159.05172	159.05657	159.32448	160.67007	159.90315	158.78515	159.08968	159.15955
20	158.91525	158.91658	159.18087	160.45789	159.75018	158.64527	158.94368	159.00690
21	159.82578	159.67548	159.73211	160.47632	160.00742	159.21510	159.30678	159.26533
22	160.93740	160.61805	160.37356	160.49750	160.29262	159.84381	159.69289	159.55306
23	188.79626	188.90560	189.36571	191.72786	190.37794	188.82670	189.39152	189.63312
24	188.77326	188.88272	189.34236	191.70182	190.35423	188.80380	189.36830	189.60942
25	161.29748	160.85814	160.51771	160.49798	160.32839	159.98796	159.75843	159.58882

	17	18	19	20	21	22	23	24
1	167.11743	165.75939	164.63706	162.78612	158.99119	160.92970	164.68635	167.90460
2	167.12239	165.76013	164.64121	162.76212	158.96659	160.90650	164.66134	167.87249
3	163.91903	162.56521	161.47433	159.67339	155.97198	157.83194	161.45775	164.62424
4	164.27303	162.92746	161.83610	160.03083	156.31159	158.18993	161.81190	164.94593
5	164.35105	163.00711	161.90731	160.09298	156.35784	158.24873	161.89003	165.01397
6	163.83165	162.49821	161.40626	159.59247	155.84486	157.74723	161.37082	164.44819
7	163.86263	162.52998	161.44086	159.63291	155.90010	157.79010	161.40174	164.48464
8	161.61681	160.38915	159.34942	157.59513	153.91541	155.76686	159.15660	161.93149
9	161.67664	160.60294	159.72067	158.21176	154.97504	156.46911	159.21472	161.81036
10	161.55990	160.47398	159.57001	158.02804	154.74789	156.27533	159.09830	161.70297
11	161.36178	160.23648	159.28793	157.66919	154.21737	155.88735	158.90109	161.52123
12	161.06110	159.89687	158.89778	157.19544	153.58167	155.38318	158.60097	161.22819
13	159.83404	159.28859	158.78712	157.72124	154.91279	156.09628	157.36992	158.78649
14	159.71764	159.20872	158.65633	157.53714	154.70593	155.90456	157.25355	158.63621
15	159.61121	158.87985	158.18179	156.86779	153.78243	155.17551	157.15270	158.71832
16	159.97317	158.93383	157.98920	156.35038	152.80641	154.55716	157.51403	159.79252
17	159.94671	158.87923	157.91070	156.23792	152.68930	154.43397	157.48756	159.74035
18	159.54793	158.87177	158.18322	156.91011	153.97471	155.24192	157.08918	158.47779
19	159.48178	158.61654	157.75351	156.19996	152.75609	154.42919	157.02329	158.62456
20	159.30061	158.47015	157.60881	156.06350	152.62538	154.29669	156.84287	158.17151
21	159.38886	158.83237	158.15416	156.97418	154.48865	155.36288	156.93268	157.60922
22	159.50841	159.22009	158.80104	158.13584	156.94125	156.74295	157.04323	157.37775
23	190.30576	188.91772	187.79539	185.94445	182.14982	184.08802	187.84468	191.06293
24	190.28072	188.89451	187.77254	185.92145	182.12492	184.06483	187.81967	191.03082
25	159.51516	159.28563	158.94520	158.44592	157.67689	157.12367	157.04999	157.30000

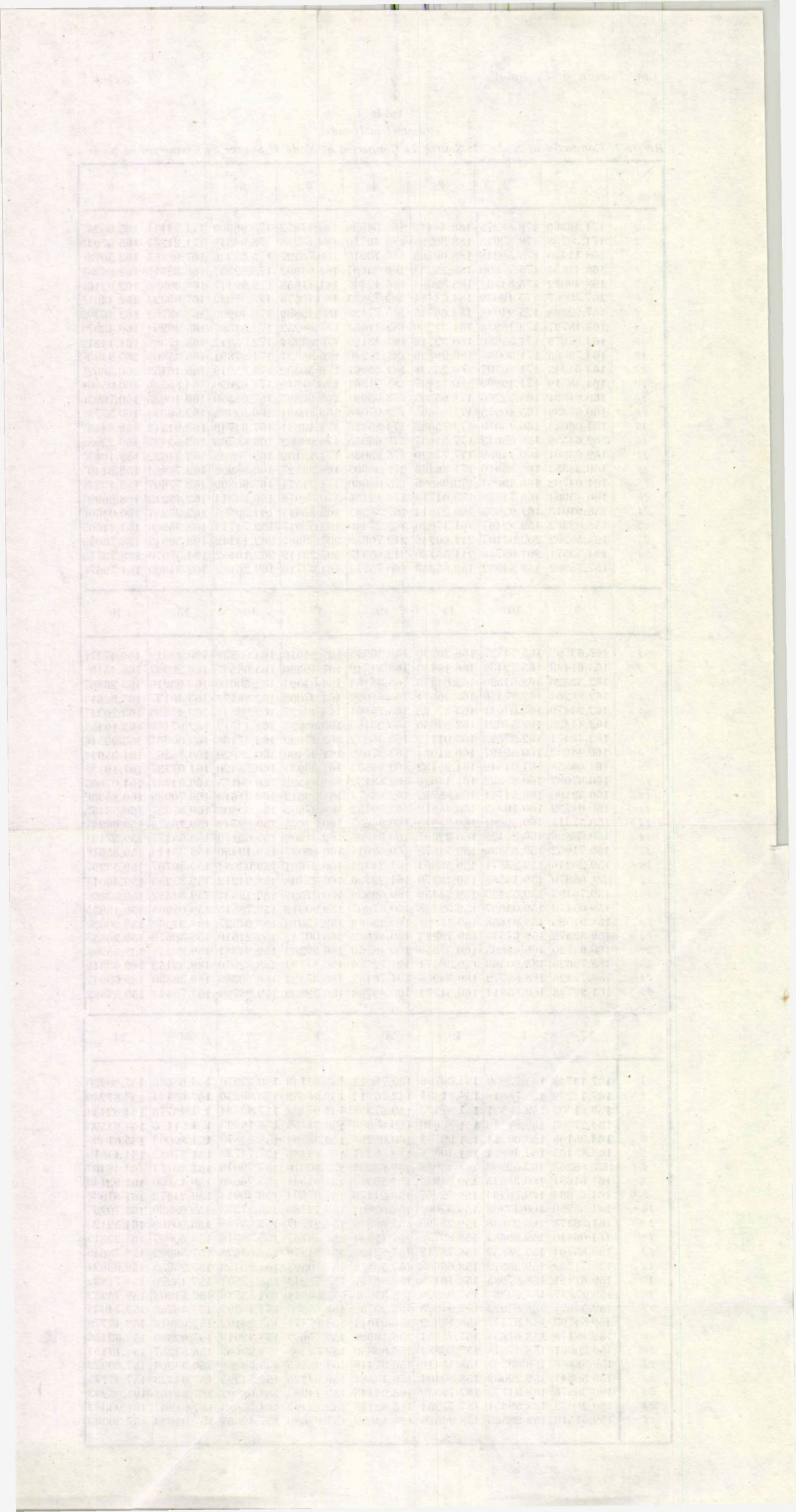


Table 3

Consumptions at Nodes

Node	Maximum hour consumption (hr.20—21) l/s	Hour	Consumption coefficients (% of daily maximum discharge)
1	25.4	0— 1	3.3
2	22.4	1— 2	2.7
3	67.3	2— 3	2.1
4	29.8	3— 4	2.2
5	13.4	4— 5	2.5
6	24.6	5— 6	3.0
7	17.5	6— 7	4.3
8	25.2	7— 8	5.2
9	19.3	8— 9	5.1
10	28.6	9—10	5.0
11	29.9	10—11	4.8
12	16.9	11—12	4.2
13	20.9	12—13	4.5
14	25.5	13—14	4.8
15	14.4	14—15	4.6
16	14.3	15—16	4.5
17	27.3	16—17	4.3
18	13.2	17—18	4.6
19	11.2	18—19	4.8
20	39.2	19—20	5.1
21	21.3	20—21	5.6
22	23.6	21—22	5.2
		22—23	4.3
		23—24	3.7

3. Studied Case

In Fig. 2 it is presented a distribution network made up of 22 consuming nodes, 2 PS (nodes *23* and *24*) and an equalizing reservoir (node *25*).

The known elements are given in Table 1 (geometrical configuration and hydraulic resistance), Table 2 (altitude and service plezometric head) and Table 3 (consumption at the nodes of the network hour by hour within a day).

Using the model from § 2 there were established the piezometric head in the network nodes, PS and ER, discharges and velocity on pipe lines.

There were analysed the following variants :

I. Supply with : PS (node *23*) at node *1* ; PS (node *24*) at node 2 ; ER (node *25*) at node *22*.

II. Supply with : PS (node *23*) at node *1* ; PS (node *24*) at node *11*; ER (node *25*) at node *22*.

III. Supply with: PS (node *23*) at node *9*; PS (node *24*) at node *12*); ER (node *25*) at node *22*.

IV. Supply with: PS (node *23*) at node *1*; PS (node *24*) at node *2*; ER (node *25*) at node *10*.

V. Supply with : PS (node *23*) at node *1* ; PS (node *24*) at node *2* ; ER (node *25*) at node *22* with R_{23-1} and R_{24-1} at 1/2 from initial values ;

VI. Supply with : PS (node *23*) at node *1* ; PS (node *24*) at node *2* ; ER (node *25*) at node *22* ; $H_{22} = 157.3$ m ;

VII. Supply with : PS (node *23*) at node *1* ; PS (node *24*) at node *2* ; ER (node *25*) at node *22* ; $H_{22} = 154.3$ m.

In Table 4 there is presented for the variant I the piezometric head for *25* node of system. In this case, it is noticed that at the minimum consumption hour (3—4), the piezometric

Table 5

Pipe Line 13...22

Hour	Discharge l/s	Velocity m/s
0— 1	28.719	0.914
1— 2	42.756	1.361
2— 3	56.406	1.795
3— 4	56.405	1.795
4— 5	46.629	1.484
5— 6	35.651	1.135
6— 7	14.782	0.471
7— 8	—13.812	—0.440
8— 9	—11.055	—0.352
9—10	— 7.903	—0.252
10—11	— 2.062	—0.066
11—12	11.761	0.374
12—13	6.295	0.200
13—14	— 2.199	—0.070
14—15	4.636	0.148
15—16	6.178	0.197
16—17	9.801	0.312
17—18	4.495	0.143
18—19	— 2.026	—0.064
19—20	—11.058	—0.352
20—21	—24.462	—0.779
21—22	—13.812	—0.440
22—23	9.817	0.312
23—24	20.385	0.649

Note : sign (+) for supply of the reservoir ; sign (—) for supply of the network.

Table 6

Studied Variants

Variant	Piezometric head H_t, [m] / Hour	H_{23}	H_{24}	H_{25}
I	3— 4	212.70	212.65	160.75
	20—21	182.14	182.12	157.67
II	3— 4	207.82	207.06	160.75
	20—21	179.31	179.89	157.67
III	3— 4	206.36	206.97	160.75
	20—21	180.82	179.63	157.67
IV	3— 4	200.61	200.58	165.26
	20—21	187.47	187.42	162.18
V	3— 4	201.12	201.07	160.75
	20—21	170.57	170.54	157.67
VI	3— 4	207.71	207.68	155.78
	20—21	182.50	182.48	156.03
VII	3— 4	206.68	206.62	156.73
	20—21	181.45	181.43	156.98

head of the pump stations are 212.70 m and respectively 212.65 m and at the maximum consumption hour (20—21) the piezometric head become 182.14 m, respectively 182.12 m.

In Table 5 is presented, as an example, the discharge dynamics and velocity in pipe line *13...22*.

For the other variants there are obtaind results which can be presented in same way.

In Table 6 there are presented the piezometric heads at the pump stations (node *23* and *24*) and the storing reservoir (node *25*) at the minimum and maximum consumption hours for the seven studied variants.

Examining the Table 6 it may be observed that the least piezometrie pumping heads are presented by the system from variant IV, that corresponds to the minimum energy consumption.

4. Conclusions

1. A system PS — WSN — ER may be completely analysed using the node equations (the discharge continuity).

2. For the studied example, a variant is solved in 4 min., for which 1 min. 2 sec. is affected to the solving of the equation system (4).

3. Although the analyse refered to a particular case, the presented methodology may be extended to system that contain up to 500 nodes.

4. Utilising the proposed procedure there may be studied the water flow dynamics and pressure evolution in the network within 24 hours.

5. The exposed methodology is an instrument for the design of water supply system having pump stations, distribution network and equalizing reservoir in order to obtain the optimum configuration from the energetic point of view.

Received, March 10, 1989

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydrotechnic Constructions
and
University „Al. I. Cuza", Jassy,
Department of Mathematics

REFERENCES

1. Bârsan Em., Ignat C., *Water Supply Network Analysis Using the Nodal Equations.* Bul. Inst. polit. Iași, **XXXIII (XXXVII)**, *1—4*, s. V (1987).
2. Trofin P., *Alimentări cu apă.* EDP, București, 1983.

ANALIZA UNUI SISTEM DE ALIMENTARE CU APĂ CONSTITUIT DIN STAȚII DE POMPARE, REȚEA DE DISTRIBUȚIE ȘI CONTRAREZERVOR

(Rezumat)

Sistemul de alimentare cu apă alcătuit din stație (stații) de pompare, rețeaua de distribuție și contrarezervor reprezintă o modalitate des folosită pentru asigurarea necesarului de apă în centrele populate.

Particularitatea acestui sistem constă în faptul că la ora de consum maxim rețeaua este alimentată de stația (stațiile) de pompare și de rezervor iar la ora de consum minim, rezervorul funcționează ca un consumator, acumulînd plusul de apă care nu se consumă în rețeaua de distribuție (fig. 1).

În vederea analizării acestui sistem s-a proiectat un program de calcul scris în limbaj TURBO PASCAL bazat pe folosirea ecuațiilor de continuitate a debitului la noduri, necunoscutele fiind cotele piezometrice la noduri, (4).

După stabilirea cotelor piezometrice la noduri se determină debitele pe tronsoane (3), variația presiunii la stațiile de pompare și fluctuațiile nivelului apei în rezervorul de înmagazinare cu ajutorul unei subrutine adecvate.

S-a simulat dinamica curgerii apei și evoluția presiunii în 24 de ore pentru o rețea cu 22 noduri (fig. 2), alegîndu-se soluția optimă din punct de vedere energetic, din 7 variante studiate. Unele din rezultatele obținute sînt prezentate în tabelul 6.

Metodologia de analiză are un caracter general cu posibilități de aplicare la rețele complexe (100...500 noduri), constituind un instrument pentru proiectarea sistemelor de alimentare cu apă avînd stații de pompare, rețea de distribuție și contrarezervor (contrarezervoare).

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 626.1

UN MODÈLE MATHÉMATIQUE POUR LE MOUVEMENT QUASIPERMANENT, À DÉBIT VARIABLE, DANS LES CANAUX NONPRISMATIQUES

PAR

ŞT. POPESCU, OVIDIU ALEXANDRESCU et DOBRICĂ LEU

1. Introduction

Dans ce qui suit, en appliquant le théorème de l'impulsion et celui du moment cinétique, on déduit un système de trois équations algébriques, qui décrit le mouvement variable dans le lit d'un courant d'eau nonprismatique à débit variable, qui s'applique sur chaque tronçon de calcul, de longueur Δs, tout en renonçant aux autres simplifications adoptées dans la littérature de specialité [2].

Ensuite, en utilisant des relations usuelles de géométrie et d'hydraulique ainsi que la condition de contour, le système devient compatiblement déterminé, l'une des inconnues étant la profondeur cherchée de l'un des bouts du tronçon.

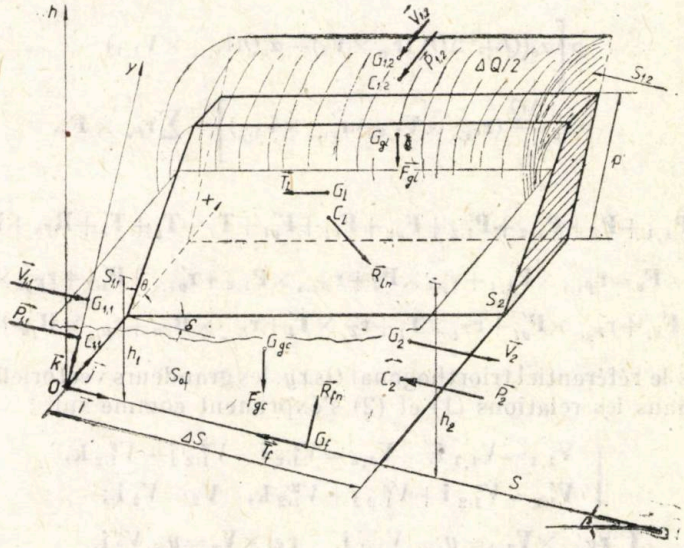


Fig. 1. — Schéma de calcul pour un tronçon de lit nonprismatique à débit variable.

Le modèle mathématique proposé, particularisé pour des lits des courants d'eau nonprismatiques de type trapezoïdales—collecteurs des décharges de hautes eaux, est verifié par la solution numérique et par des mesures effectuées à l'aide d'un modèle hydraulique.

2. Le modèle mathématique

On étudie le cas d'un canal nonprismatique symétrique, qui collecte l'eau par deversement sur les murs latéraux. Pour déduire le modèle mathématique du mouvement quasipermanent du liquide à travers le canal, on considère le domaine élémentaire D (Fig. 1), délimité par la surface de contrôle :

$$S = S_{1,1} \cup S_{1,2} \cup S'_{1,2} \cup S_2 \cup S_0,$$

où $S_{1,1}$ et S_2 représentent des sections droites du courant dans le canal ; $S_{1,2}$ et $S'_{1,2}$ — des sections verticales pour les lames déversantes de gauche et, respectivement, de droite ; $S_0 = S_{0f} \cup S_{0l} \cup S'_{0l} \cup S_{0a}$ — le secteur mouillé du canal (S_{0f} — au contact avec le fond ; S_{0l}, S'_{0l} — au contact avec les murs latéraux gauches, respectivement droits et, respectivement, S_{0a} — au contact a l'air atmosphérique).

2.1. Le système d'équations

Le système d'équations à l'aide duquel on peut étudier le mouvement a été déduit en appliquant le théorème de la quantité du mouvement et du moment cinétique (les équations d'E u l e r) [1], particularisées sous la forme :

$$\rho\left[\alpha_0(Q+\Delta Q)\mathbf{V}_2 - \alpha_0 Q\mathbf{V}_{1,1} - \alpha'_0\frac{\Delta Q}{2}(\mathbf{V}_{1,2}+\mathbf{V}'_{1,2})\right] = \sum \mathbf{F}_e, \tag{1}$$

$$\rho\left[\alpha_0(Q+\Delta Q)(\mathbf{r}_{v_2}\times\mathbf{V}_2) - \alpha_0 Q(\mathbf{r}_{v_{1,1}}\times\mathbf{V}_{1,1}) - \right.$$
$$\left. - \alpha'_0\frac{\Delta Q}{2}(\mathbf{r}_{v_{1,2}}\times\mathbf{V}_{1,2}+\mathbf{r}'_{v_{1,2}}\times\mathbf{V}'_{1,2})\right] = \sum \mathbf{r}_{F_e}\times\mathbf{F}_e, \tag{2}$$

où :

$$\sum\mathbf{F}_e = \mathbf{P}_{1,1}+\mathbf{P}_2+\mathbf{P}_{1,2}+\mathbf{P}'_{1,2}+\mathbf{F}_{gc}+\mathbf{F}_{gl}+\mathbf{F}'_{gl}+\mathbf{T}_f+\mathbf{T}_l+\mathbf{T}'_l+\mathbf{R}_{fn}+\mathbf{R}_{ln}+\mathbf{R}'_{ln};$$

$$\sum\mathbf{r}_e\times\mathbf{F}_e = \mathbf{r}_{p_{1,1}}\times\mathbf{P}_{1,1}+\mathbf{r}_{p2}\times\mathbf{P}_2+\mathbf{r}_{p_{1,2}}\times\mathbf{P}_{1,2}+\mathbf{r}'_{p_{1,2}}\times\mathbf{P}'_{1,2}+\mathbf{r}_{F_{gc}}\times\mathbf{F}_{gc}+$$
$$+\mathbf{r}_{F_{gl}}\times\mathbf{F}_{gl}+\mathbf{r}'_{F_{gl}}\times\mathbf{F}'_{gl}+\mathbf{r}_{T_l}\times\mathbf{T}_l+\mathbf{r}'_{T_l}\times\mathbf{T}'_l+\mathbf{r}_{R_{fn}}\times\mathbf{R}_{fn}+\mathbf{r}_{R_{ln}}\times\mathbf{R}_{ln}+\mathbf{r}'_{R_{ln}}\times\mathbf{R}'_{ln}.$$

Dans le référentiel triorthogonal $Osxy$, les grandeurs vectorielles qui interviennent dans les relations (1) et (2) s'expriment comme suit :

$$\begin{cases} \mathbf{V}_{1,1} = V_{1,1}\,\mathbf{i}, \quad \mathbf{V}_{1,2} = V^s_{1,2}\,\mathbf{i} - V^x_{1,2}\,\mathbf{j} + V^y_{1,2}\,\mathbf{k}, \\ \mathbf{V}'_{1,2} = V^s_{1,2}\,\mathbf{i} + V^x_{1,2}\,\mathbf{j} + V^y_{1,2}\,\mathbf{k}, \quad \mathbf{V}_2 = V_2\,\mathbf{i}; \end{cases} \tag{3}$$

$$\begin{cases} \mathbf{r}_{V_{1,1}}\times\mathbf{V}_{1,1} = y_{G_{1,1}}V_{1,1}\,\mathbf{j}, \quad \mathbf{r}_{V_2}\times\mathbf{V}_2 = y_{G_2}V_2\,\mathbf{j}, \\ \mathbf{r}_{V_{1,2}}\times\mathbf{V}_{1,2}+\mathbf{r}'_{V_{1,2}}\times\mathbf{V}'_{1,2} = 2(y_{G_{1,2}}V^s_{1,2} - s_{G_{1,2}}V^y_{1,2})\,\mathbf{j}; \end{cases} \tag{4}$$

$$\sum \mathbf{F}_e=(P_{1,1}-P_2+2P^s_{1,2}+F^s_{gc}+2F^s_{gl}-T_f-2T^s_l+2R^s_{ln})\,\mathbf{i}+ \\ +(2P^v_{1,2}-F^v_g+R_{fn}+2R^v_{ln})\,\mathbf{k}\,; \tag{5}$$

$$\sum \mathbf{r}_{F_e}\times\mathbf{F}_e=[y_{C_{1,1}}P_{1,1}-y_{C_2}P_2+2(y_{C_{1,2}}P^s_{1,2}-s_{G_{1,2}}P^v_{1,2})+(y_{G_{gc}}F^s_{gs}+ \\ +s_{G_{gc}}F^v_{gc})+2(s_{G_{gl}}F^v_{gl}+y_{G_{gl}}F^s_{gl})-2y_{G_l}T^s_l-s_{G_l}R_{fn}+ \\ +2(y_{C_l}R^s_{ln}-s_{C_l}R^v_{ln})]\,\mathbf{j}. \tag{6}$$

En introduisant les relations (3)...(6) dans les égalités (1) et (2) et en utilisant les projections sur les axes de coordonnées, on obtient le suivant système de trois équations scalaires :

$$\rho[\alpha_0(Q+\Delta Q)V_2-\alpha_0 Q V_{1,1}-\alpha'_0 V^s_{1,2}\ \Delta Q]=P_{1,1}-P_2+2P^s_{1,2}+F^s_g-T+2R^s_{ln}\,; \tag{7}$$

$$\rho\alpha'_0 V^v_{1,2}\ \Delta Q=F^v_g-2P^v_{1,2}-R^v\,; \tag{8}$$

$$\rho[\alpha_0(Q+\Delta Q)y_{G_2}V_2-\alpha_0 Q y_{G_{1,1}}V_{1,1}+\alpha'_0\ \Delta Q\ (s_{G_{1,2}}V^v_{1,2}-y_{G_{1,2}}V^s_{1,2})]= \\ =y_{C_{1,1}}P_{1,1}-y_{C_2}P_2+2(y_{C_{1,2}}P^s_{1,2}-s_{G_{1,2}}P^v_{1,2})+(y_{G_{gc}}F^s_{gc}+s_{G_{gc}}F^v_{gc})+ \\ +2(s_{G_{gl}}F^v_{gl}+y_{G_{gl}}F^s_{gl})-2y_{G_l}T^s_l-s_{G_f}R^v+2y_{C_l}R^s_{ln}. \tag{9}$$

Dans ce système on a utilisé les notations ci-dessous :

$$F^v_g=F^v_{gc}+2F^v_{gl},\quad F^s_g=F^s_{gc}+2F^s_{gl},\quad R^v=R_{fn}+2R^v_{ln},\quad T=T_f+2T^s_l,\quad s_{C_l}\cong s_{G_f},$$

de sorte que la force $\mathbf{R}_{ln}$ actionne même au centre de pression de la surface S_{0l}; en connaissant, aussi, soit la profondeur $h(s)$, soit $h(s+\Delta s)$, notées dans ce qui suit par h^*, le nombre des inconnues peut être réduit à trois à savoir: $h(s+\Delta s)$ (ou $(h(s))$, notées par h, R^v et R^s_{ln}.

Le système constitué par les relations (7)...(9) est exprimé directement en différences finies, en permettant à obtenir assez facilement ses solutions par des méthodes numériques usuelles.

Dans ce qui suit on exemplifie la méthode proposée pour les canaux nonprismatiques à profil trapezoïdal (Fig. 1).

2.2. Le cas des canaux à profil trapezoïdal

Dans la pratique hydrotechnique, lorsque le débit est collecté par deversement sur les murs latéraux du canal, on accepte seulement l'écoulement libre ; c'est ainsi qu'il faut considérer, généralement, deux situations typiques :

a) $\bar{h}\leqslant\bar{p}'$ (Fig. 2 *a*) ; b) $\bar{p}'<\bar{h}\leqslant\bar{H}+0{,}25\,\bar{p}'$ et $\bar{H}>0{,}75\,\bar{p}'$ (Fig. 2 *b*).

On peut expliciter les termes qui interviennent dans les équations (7)...(9) par les relations suivantes :

1° Les vitesses résultent en appliquant l'équation de continuité :

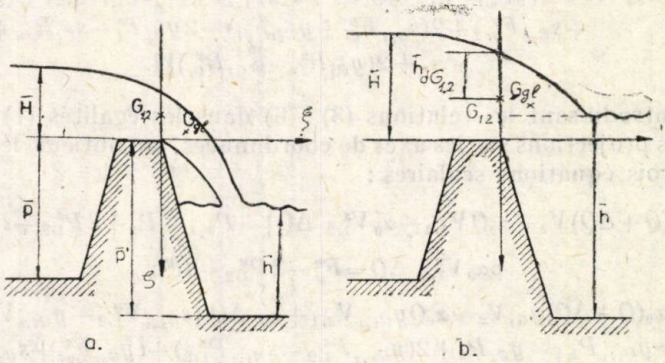
$$V_{1,1}=\frac{Q(s)}{A_{1,1}},\quad V_{1,2}=\frac{\Delta Q}{2A_{1,2}},\quad V_2=\frac{Q(s+\Delta s)}{A_2}=\frac{Q(s)+\Delta Q}{A_2}\,; \tag{10}$$

les surfaces $A_{1,1}$ et A_2 sont données par des expression de la forme :

$$A=\begin{cases} h(b+h\ \mathrm{ctg}\ \theta\cos\beta)\cos\beta, \text{ pour } h\leqslant p'\,; \\ p'(b+p'\ \mathrm{ctg}\ \theta\cos\beta)\cos\beta+(h-p')\,(b+2p'\ \mathrm{ctg}\ \theta\cos\beta)\cos\beta, \\ \quad \text{pour } h>p', \end{cases} \tag{11}$$

tandis que l'aire $A_{1,2}$ est donnée par :

$$A_{1,2}=\eta\bar{H}\Delta s. \tag{12}$$



a. b.

Fig. 2. — Formes de la lame déversante à écoulement nonnoyé : a) cas $\bar{h}\leqslant\bar{p}'$; b) cas $\bar{p}'<\bar{h}<\bar{H}+0{,}25\ \bar{p}'$ et $\bar{H}>0{,}75\ \bar{p}'$.

Les valeurs absolues des projections de la vitesse $V_{1,2}$ sont données par les relations :

$$V^s_{1,2}=V_{1,2}\sin\delta'\cos\beta,\qquad V^y_{1,2}=V_{1,2}\sin\delta'\sin\beta. \tag{13}$$

2° Les forces de pression sont évaluées en acceptant la loi hydrostatique de distribution des pressions :

$$\begin{cases} P_{1,1}=\rho g\, h_{G_{1,1}}A_{1,1},\quad P_2=\rho g\, h_{G_2}A_2,\\ P_{1,2}=\rho g\,\bar{h}_{dG_{1,2}}A_{1,2}=\dfrac{\rho g}{2}\eta^2\bar{H}^2\dfrac{\cos\beta}{\cos\delta'}\Delta s, \end{cases} \tag{14}$$

où les moments statiques $h_{G_{1,2}}A_{1,1}$ et $h_{G_2}A_2$ sont donnés par des expressions de la forme :

$$h_GA=\begin{cases} \dfrac{1}{6}h^2(3b+2h\operatorname{ctg}\theta\cos\beta)\cos\beta, \quad \text{pour}\quad h\leqslant p';\\ \dfrac{p'}{6}[6h(b+p'\operatorname{ctg}\theta\cos\beta)-p'(3b+4p'\operatorname{ctg}\theta\cos\beta)]\cos\beta+\\ +\dfrac{1}{2}(h-p')^2(b+2p'\operatorname{ctg}\theta\cos\beta)\cos\beta, \quad \text{pour}\quad h>p'. \end{cases} \tag{15}$$

Les valeurs absolues des projections de la force $P_{1,2}$ sont données par les relations :

$$P_{1,2}=\begin{cases} P^s_{1,2}=P_{1,2}\sin\delta'\cos\beta=\dfrac{\rho g}{2}\eta^2\bar{H}^2\operatorname{tg}\delta\cos\beta\Delta s,\\ P^y_{1,2}=P_{1,2}\sin\delta'\sin\beta=\dfrac{\rho g}{2}\eta^2\bar{H}^2\operatorname{tg}\delta\sin\beta\Delta s. \end{cases} \tag{16}$$

3° L'intensité de la force gravitationelle, $\mathbf{F}_{gc}$, est évaluée en considérant le volume occupé par le liquide sous la forme d'un tronc de pyramide :

$$F_{gc}=\frac{1}{3}\rho g\Delta s(A_{1,1}+A_2+\sqrt{A_{1,1}^2+A_2^2}). \tag{17}$$

Afin de déterminer la forme de la lame déversante on a utilisé les équations de la nappe inférieure et, respectivement, supérieure, déduites par voie expérimentalle [3] :

$$\xi^2=2{,}6103\ \bar{H}(\zeta+0{,}172\ \bar{H}),\quad \xi^2=2{,}4286\ \bar{H}(\zeta+0{,}7771\ \bar{H}). \tag{18}$$

En considérant une lame déversante de forme cylindrique, l'intensité de la force, $\mathbf{F}_{gl}$, est exprimée par la relation :

$$F_{gl}=\rho g\,\frac{\cos\beta}{\cos\delta}A_L\Delta s, \tag{19}$$

où l'expression de l'aire A_L est :

$$A_L=\begin{cases}[1{,}039\ (\bar{p}'-\bar{h}+0{,}771\ \bar{H})^{3/2}-1{,}077\ (\bar{p}'-\bar{h}+ \\ \quad +0{,}172\ \bar{H})^{3/2}]\sqrt{\bar{H}},\quad \text{pour}\quad \bar{h}\leqslant\bar{p}'; \\ 1{,}039\ (\bar{p}'-\bar{h}+0{,}7771\ \bar{H})^{3/2},\quad \text{pour}\quad \bar{h}>\bar{p}'.\end{cases} \tag{20}$$

Les valeurs absolues des projections des forces gravitationelles sont données par :

$$F_g^s=F_g\sin\beta,\quad F_g^y=F_g\cos\beta. \tag{21}$$

4° L'intensité de la force de frottage, $\mathbf{T}$, este déduite en considérant les pertes de charge dans un mouvement uniforme :

$$T=\rho g\,\frac{\bar{Q}^2}{\bar{A}\bar{C}^2\bar{R}_h}\Delta s, \tag{22}$$

où le perimètre mouillé, $\bar{\mathcal{P}}$, qui intervient dans la relation $\bar{R}_h=\bar{A}/\bar{\mathcal{P}}$, a l'expression :

$$\bar{\mathcal{P}}=\begin{cases}\bar{b}+2\bar{h}\,\dfrac{\cos\beta}{\sin\theta}, & \text{pour}\quad \bar{h}\leqslant\bar{p}'; \\ \bar{b}+2\bar{p}'\,\dfrac{\cos\beta}{\sin\theta}, & \text{pour}\quad \bar{h}>\bar{p}'.\end{cases} \tag{23}$$

La valeur du composant T_l^s est considéré comme proportionel à la fraction du périmètre mouillé à savoir ;

$$T_l^s=\begin{cases}\dfrac{T}{\bar{\mathcal{P}}}\,\bar{h}\,\dfrac{\cos\beta}{\sin\theta}, & \text{pour}\quad \bar{h}\leqslant\bar{p}'; \\ \dfrac{T}{\bar{\mathcal{P}}}\,\bar{p}'\,\dfrac{\cos\beta}{\sin\theta}, & \text{pour}\quad \bar{h}>\bar{p}',\end{cases} \tag{24}$$

5° Les abscisses des centres de gravité, $s_{G_{gc}}$, $s_{G_{gl}}$, $s_{G_{1,2}}$ et s_{G_f} sont données par les expressions

$$s_{G_{gc}} = \frac{\Delta s}{4} \cdot \frac{A_{1'1} + 3A_2 + 2\sqrt{A'_{1,1}A_2}}{A_{1,1} + A_2 + \sqrt{A_{1,1}A_2}}, \tag{25}$$

$$s_{G_{gl}} \cong s_{G_{1,2}} = \frac{\Delta s}{3} \cdot \frac{2H^* + H}{H^* + H}, \tag{26}$$

tandis que l'abscisse s_{G_f} est approximée à l'aide de la relation :

$$s_{G_f} \cong \frac{s_{G_{gc}} F^y_{gc} + 2 s_{G_{gl}} F^y_{gl}}{F^y_g}. \tag{27}$$

6° On peut calculer les ordonnées des centres de gravité à l'aide des expressions :

$$y_{G_{gc}} = \begin{cases} \dfrac{h \cos\beta}{6} \cdot \dfrac{3b + 4h \operatorname{ctg}\theta \cos\beta}{b + h \operatorname{ctg}\theta \cos\beta}, & \text{pour } h \leqslant p'; \\ \dfrac{1}{A}\left[\dfrac{p'^2}{6}(3b + 4mp' \cos\beta) + \dfrac{h^2 - p'^2}{2}(b + 2mp' \cos\beta)\right] \cos^2\beta, \\ \text{pour } h > p', \end{cases} \tag{28}$$

où l'aire A est exprimée avec la seconde relation (11) ; la profondeur h, qui correspond à l'abscisse $s_{G_{gc}}$, est obtenue par l'interpolation linéaire :

$$h = h^* + \frac{1}{\Delta s} s_{G_{gc}} (h - h^*). \tag{29}$$

Les ordonnées $y_{G_{1,2}}$ et y_{G_l} sont evaluées à l'aide des relations :

$$y_{G_{1,2}} = \left(p'_{G_{1,2}} + \frac{\eta}{6} \cdot \frac{H^{*2} + 4H^*H + H^2}{H^* + H}\right) \cos\beta, \tag{30}$$

$$y_{G_l} = \frac{1}{6} \cdot \frac{h^{*2} + 4h^*h + h^2}{h^* + h} \cos\beta. \tag{31}$$

L'ordonnée $y_{G_{gl}}$ est donnée par la relation :

$$y_{G_{gl}} = (p'_{G_{gl}} - \zeta_{G_{gl}}) \cos\beta, \tag{32}$$

où :

$$\zeta_{G_{gl}} = \begin{cases} \dfrac{\sqrt{\bar{H}}}{A_L}\Big\{ 0{,}2078\,[3(\bar{p}' - \bar{h}) - 1{,}5542\,\bar{H}](\bar{p}' - \bar{h} + 0{,}7771\,\bar{H})^{3/2} - \\ \quad - 0{,}2154[3(\bar{p}' - \bar{h}) - 0{,}344\,\bar{H}](\bar{p}' - \bar{h} + 0{,}172\,\bar{H})^{3/2}\Big\}, \text{ pour } \bar{h} \leqslant \bar{p}'; \\ \dfrac{1}{5}[3(\bar{p}' - \bar{h}) - 1{,}5542\,\bar{H}], \quad \text{pour } \bar{h} > \bar{p}', \end{cases} \tag{33}$$

où l'aire A_L est exprimée par la première des relations (20).

7° Les ordonnées $y_{C_{1,1}}$ et y_{C_2} des centres des pression sont déduites par l'intermédiaire des relations :

$$y_C = y_G - \frac{1}{A(y_0 - y_G)} I_{Gx'}, \tag{34}$$

où la surface A et l'ordonnée y_G sont calculées avec les relations (11), respectivement (28), $y_0 = h \cos \beta$ et le moment d'inertie $I_{Gx'}$ avec la relation :

$$I_{Gx'} = \begin{cases} \frac{b}{3} y_0(y_0^2 - 3y_0 y_G + 3y_G^2) + \frac{1}{6} y_0^2(3y_0^2 - 8y_0 y_G + 6y_G^2) \operatorname{ctg} \theta, \\ \quad \text{pour} \quad h \leqslant p'; \\ \frac{b}{3} y_0(y_0^2 - 3y_0 y_G + 3y_G^2) + \frac{p'}{6}(4y_0^3 - 12y_0^2 y_G + 12y_0 y_G^2 - \\ \quad -6y_G^2 p' + 4y_G p'^2 - p'^3) \operatorname{ctg} \theta, \quad \text{pour} \quad h > p'. \end{cases} \tag{35}$$

Les ordonnées $y_{C_{1,2}}$ et y_{C_l} sont evaluées avec à l'aide des relations :

$$y_{C_{1,2}} = \left[p'_{G_{1,2}} + \frac{\eta}{9} \cdot \frac{H^{*2} + 4H^* H + H^2}{H^* + H} \right] \cos \beta, \tag{36}$$

$$y_{C_l} = \frac{1}{9} \cdot \frac{h^{*2} + 4h^* h + h^2}{h^* + h} \cos \beta. \tag{37}$$

3. L'algorithme de calcul

La condition de contour fournit seulement la profondeur dans la section $S_{1,1}$ ou S_2 ; pour le calcul de la profondeur de l'autre section, ainsi que des reactions R^s_{ln} et R^y on a appliqué l'algorithme suivant :

1° On divise la longueur L du tronçon de calcul en n intervalles Δs.

2° On substitue les vitesses $V_{1,1}$, V_2, $V^s_{1,2}$ et $V^y_{1,2}$ par les relations (10) et (13) et on effectue le rapport des deux membres des équalités (7), (8) et (9) avec $\gamma = \rho g$ en introduisant la notations $\hat{F} = F/\gamma$.

3° Les premières deux relations permettent à obtenir $2\hat{R}^s_{ln}$, respectivement $\hat{R}^y$, et dans la troisième on substitue $\hat{P}^s_{1,2}$, $\hat{P}^y_{1,2}$, $\hat{F}^s_{gc}$, $\hat{F}^y_{gc}$, $\hat{F}^s_{gl}$, $\hat{F}^y_{gl}$ avec les valeurs obtenues en utilisant les équations de projection (16) ; il résulte

$$2\hat{R}^s_{ln} = \frac{\alpha_0}{g}\left[\frac{(Q + \Delta Q)^2}{A_2} - \frac{Q^2}{A_{1'1}} \right] - \hat{P}_{1,1} + \hat{P}_2 - \hat{F}^s_g + \hat{T} - K^*_1, \tag{38}$$

$$\hat{R}^y = \hat{F}^y_g - K^*_2, \tag{39}$$

$$\begin{aligned} &\frac{\alpha_0}{g}\left[(Q + \Delta Q)^2 \frac{y_{G_2}}{A_2} - Q^2 \frac{y_{G_{1,1}}}{A_{1,1}} \right] - y_{C_{1,1}} \hat{P}_{1,1} + y_{C_2} \hat{P}_2 - \hat{F}_{gc}(y_{G_{gc}} \sin \beta + \\ &+ s_{G_{gc}} \cos \beta) - 2\hat{F}_{gl}(s_{G_{gl}} \cos \beta + y_{G_{gl}} \sin \beta) + 2\, y_{G_l} \hat{T}^s_l + s_{G_l} \hat{R}^y - \\ &- 2y_{C_l} \hat{R}^s_{ln} + K^*_3 = 0, \end{aligned} \tag{40}$$

ou K_1^*, K_2^* et K_3^* sont des constantes ayant les expressions :

$$K_1^* = \frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{(\Delta Q)^2}{A_{1,2}} \sin \delta' \cos \beta + 2 \hat{P}_{1,2}^s, \tag{41}$$

$$K_2^* = 2\hat{P}_{1,2}^y + \frac{\alpha_0'}{2g} \cdot \frac{(\Delta Q)^2}{A_{1,2}} \sin \delta' \sin \beta, \tag{42}$$

$$K_3^* = \frac{\alpha_0'}{2g} \cdot \frac{(\Delta Q)^2}{A_{1,2}} \sin \delta' (s_{G_{1,2}} \sin \beta - y_{G_{1,2}} \cos \beta) + 2\hat{P}_{1,2} (s_{G_{1,2}} \sin \beta - y_{C_{1,2}} \cos \beta). \tag{43}$$

Ensuite, dans le système constitué par les relations (38)...(40) sont regroupés les termes connus ou ceux que l'on peut évaluer en fonction de la profondeur connue, h^*, en utilisant les relations (11)...(37).

4° Pour $h_{1,1} = h^*$ et la profondeur inconnue $h = h_2$ il résulte

$$2\hat{R}_{ln}^s = \frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{(Q+\Delta Q)^2}{A_2} + \hat{P}_2 - \hat{F}_g^s + \hat{T} - K_4^*, \tag{44}$$

$$\frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{(Q+\Delta Q)^2}{A_2} y_{G_2} + y_{C_2} \hat{P}_2 - \hat{F}_{g,c} (y_{G_{gc}} \sin \beta + s_{G_{gc}} \cos \beta) - 2\hat{F}_{gl} (s_{G_{gl}} \cos \beta + y_{G_{gl}} \sin \beta) + 2 y_{G_l} \hat{T}_l^s + s_{G_f} \hat{R}^y - 2 y_{C_l} \hat{R}_{ln}^s - K_5^* = 0, \tag{45}$$

où

$$K_4^* = K_1^* + \frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{Q^2}{A_{1,1}} + \hat{P}_{1,1}, \tag{46}$$

$$K_5^* = -K_3^* + \frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{Q^2}{A_{1,1}} y_{G_{1,1}} + y_{C_{1,1}} \hat{P}_{1,1}. \tag{47}$$

5° Pour $h_2 = h^*$ et la profondeur inconnue $h = h_1$ on obtient :

$$2\hat{R}_{ln}^s = -\frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{Q^2}{A_{1,1}} - \hat{P}_{1,1} - \hat{F}_g^s + K_6^* + \hat{T}, \tag{48}$$

$$-\frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{Q^2}{A_{1,1}} y_{G_{1,1}} - y_{C_{1,1}} \hat{P}_{1,1} - \hat{F}_{gc} (y_{G_{gc}} \sin \beta + s_{G_{gc}} \cos \beta) - 2\hat{F}_{gl} (s_{G_{gl}} \cos \beta + y_{G_{gl}} \sin \beta) + 2 y_{G_l} \hat{T}_l^s + s_{G_l} \hat{R}^y - 2 y_{C_l} \hat{R}_{ln}^s + K_7^* = 0, \tag{49}$$

où

$$K_6^* = \frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{(Q+\Delta Q)^2}{A_2} + \hat{P}_2 - K_1^*, \tag{50}$$

$$K_7^* = \frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{(Q+\Delta Q)^2}{A_2} y_{G_2} + y_{C_2} \hat{P}_2 + K_3^*. \tag{51}$$

6° En utilisant les relations (11)...(37) et substituant dans la relation (45) ou (49) $\hat{R}^y$ par (39) et $2\hat{R}_{ln}^s$ par (44) ou (48), on obtient une equation ayant

comme inconnue h ; la solution numérique de cette équation fournit la profondeur inconnue, h_2, respectivement h_1.

7° En introduisant les valeurs ainsi obtenues de h_2 ou h_1 dans les relations (39), respectivement (44) ou (48) et en utilisant aussi les expressions (11)... (37), on peut déduire les valeurs de $\hat{R}^y$ et $\hat{R}^s_{ln}$, les valeurs des réactions R^y et R^s_{ln} en résultant directement à l'aide des relations :

(52) $$R^y = \rho g \hat{R}^y \quad \text{et} \quad (53) \qquad R^s_{ln} = \rho g \hat{R}^s_{ln}.$$

Grâce à cet algorithme on a réalisé un programme de calcul automatique MVANPQV1, écrit en (language) BASIC.

4. Exemple numérique

Le modèle mathématique proposé ci-dessus a été verifié en comparant les dates numériques obtenues, d'une part, en roulant le programme MVANPQV1 et d'autre part, celles obtenues par des mesures experimentalles sur un modèle hydraulique à l'echelle 1 : 15. Les paramètres géometriques et hydrauliques, qui constituent les données de base, regardent les trois tronçons du collecteur d'un déchargeur des hautes eaux (Fig. 3) et sont centralisées dans le Tableau 1.

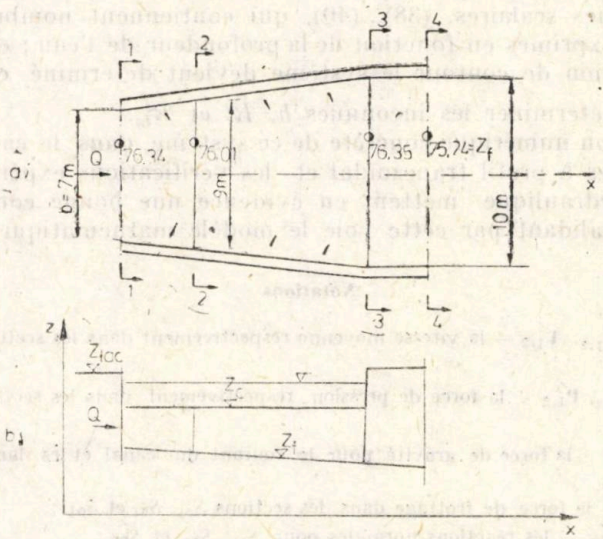


Fig. 3. — Les paramètres géometriques et hydrauliques du collecteur de l'évacuateur des crues: a — vue en plan ; b — profile longitudinal.

Tableau 1

Les paramètres géométriques et hydrauliques du collecteur des hautes eaux connus

Section	L m	b m	m	z_f m	p' m	H m	Q $m^3\ s^{-1}$	h m
1		7,0	0,02	76,34	2,16	2,37	90	—
2	4,40	8,0	0,02	76,01	2,49	2,37	210	—
3	8,80	10,0	0,02	75,35	3,15	2,37	450	—
4	3,00	10,0	0,02	75,24	3,26	2,37	450	4,10

Les profondeurs de l'eau calculées et mesurées en quelques section de calcul et/ou de mesure sont données dans le Tableau 2 et elles ont servi à la représentation de la courbe de remmous de la Fig. 2 *a*.

Tableau 2

Les profondeurs de l'eau calculées (h_c) et/ou mesurées (h_m)

	Le nombre d'ordre de la section						
	1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*
h_c, [m]	4,293	4,060	3,758	3,872	4,082	4,091	4,10
h_m, [m]	4,36	4,11	3,82	3,91	4,09	4,10	4,10
x, [m]	0	2,20	4,40	8,80	13,20	14,70	15,20

5. Conclusions

Les résultats théoriques obtenus aboutissent à un système de trois équations algébriques scalaires, (38)...(40), qui contiennent nombre de termes pouvant être exprimés en fonction de la profondeur de l'eau ; en considérant aussi la condition de contour le système devient determiné et compatible permettant à déterminer les inconnues h, $\hat{R}^{y}$ et $\hat{R}^{s}_{ln}$.

La solution numérique concrète de ce système, dans le cas des canaux nonprismatiques à profil trapezoïdal et les vérifications expérimentales sur un modèle hydraulique mettent en évidence une bonne concordance des résultats, en validant par cette voie le modèle mathématique proposé.

Notations

$\mathbf{V}_{1,1}$, $\mathbf{V}_2$, $\mathbf{V}_{1,2}$, $\mathbf{V}'_{1,2}$ — la vitesse moyenne respectivement dans les sections $S_{1,1}$, S_2, $S_{1,2}$ et $S'_{1,2}$;

$\mathbf{P}_{1,1}$, $\mathbf{P}_2$, $\mathbf{P}_{1,2}$, $\mathbf{P}'_{1,2}$ — la force de pression respectivement dans les sections $S_{1,1}$, S_2, $S_{1,2}$ et $S'_{1,2}$;

$\mathbf{F}_{gc}$, $\mathbf{F}_{gl}$, $\mathbf{F}'_{gl}$ — la force de gravité pour le courant du canal et les lamèles deversantes gauche et droite ;

$\mathbf{T}_f$, $\mathbf{T}_l$, $\mathbf{T}'_l$ — la force de frottage dans les sections S_{0f}, S_{0l} et S'_{0l} ;

$\mathbf{R}_{fn}$, $\mathbf{R}_{ln}$, $\mathbf{R}'_{ln}$ — les réactions normales pour S_{0f}, S_{0l} et S'_{0l} ;

$\sum \mathbf{F}_e$ — la somme des forces extérieures ;

s, x, y — indice supérieur indiquant la projection d'un vecteur sur l'axe os, respectivement sur les axes ox et Oy ;

U — le module du vecteur $\mathbf{U}$, par exemple, P_2 — le module de la force $\mathbf{P}_2$;

$G_{1,1}$, G_2, $G_{1,2}$, $G'_{1,2}$, G_f, G_l, G'_l — le centre de gravité des sections $S_{1,1}$, S_2, $S_{1,2}$, $S'_{1,2}$, S_{0f}, S_{0l} et S'_{0l} ;

G_{gc}, G_{gl}, G'_{gl} — le centre de gravité pour le courant du lit et pour les lames déversantes de gauche et de droite ;

$C_{1,1}$, C_2, $C_{1,2}$, $C'_{1,2}$, C_l, C'_l — le centre de pression des sections $S_{1,1}$, S_2, $S_{1,2}$, $S'_{1,2}$, S_{0l} et S'_{0l} ;

$\mathbf{r}_u$ — le vecteur de position pour le point d'application du vecteur $\mathbf{U}$ (par exemple, $\mathbf{r}_{P_2}$ — pour $\mathbf{P}_2$) ;

s_M, y_M — les coordonnées s et y pour le point M (par exemple, $s_{G_{gc}}$, $y_{G_{gc}}$ — pour le point G_{gc}) ;

$A_{1,1}$, A_2, $A_{1,2}$, $A'_{1,2}$, A_L — l'aire des sections $S_{1,1}$, S_2, $S_{1,2}$, $S'_{1,2}$ et celle de la section par la lame déversante ;

Q — le débit dans la séction amonte du tronçon ;
h_1, h_2, h_d — la profondeur de l'eau dans les sections $S_{1,1}$ S_2 et $S_{1,2}$;
H — la charge sur le déverseur ;
p, p' — la hauteur du seuil déverseur et celle du déverseur ;
β, θ, $\delta(\delta')$ — angles caractéristiques du lit des courants d'eau nonprismatiques : d'inclinaison du fond, d'inclinaison des talus, d'évasement du fond en plan horizontal ;
α_0, α_0' — le coefficient de Boussinesq pour les sectiones $S_{1,1}$ ou S_2 et $S_{1,2}$ ou $S_{1,2}'$;
$\eta = h_d/H$;
ΔD — la variation de la grandeur scalaire D entre les sections extrèmes du tronçon (par exemple ΔQ — la variation du débit Q).

Indices

* — grandeurs scalaires connues ;
— — valeur moyenne de la grandeur.

Reçue le 3 mars 1989

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire d'Améliorations Foncières
et de Hydraulique

BIBLIOGRAPHIE

1. Ionescu D. Gh., *Introducere în Hidraulică*. Ed. Tehn., București, 1977.
2. Слисский С. М., *Гидравлические расчёты высокого напорного гидротехнического сооружениях*. Энергоатомиздат, Москва, 1986.
3. Kiselev P. G., *Îndreptar pentru calcule hidraulice*, (traduit du russe). Ed. Tehn., București, 1988.

UN MODEL MATEMATIC PENTRU MIȘCAREA CVASIPERMANENTĂ CU DEBIT VARIABIL ÎN ALBII NEPRISMATICE

(Rezumat)

Aplicînd teoremele impulsului și momentului cinetic pentru mișcarea cvasipermanentă variată într-un tronson de albie neprismatică simetrică, se deduce un sistem de trei ecuații algebrice ce stabilește dependența dintre adîncimile apei în secțiunile extreme ale tronsonului.

Sistemul de ecuații propus, particularizat pentru albii neprismatice de tip trapezoidal, cu rol de colector al descărcătorilor de ape mari, este verificat prin compararea adîncimilor apei rezultate din rezolvarea numerică cu cele măsurate experimental pe un model hidraulic.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1–4, 1989
Secția V
CONSTRUCȚII ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 628.1

L'ÉCOULEMENT SUR LE DÉBOUCHAGE SIPHONNÉ D'UN CONDUIT DE RÉFOULEMENT ET LE DÉBIT D'AMORÇAGE

PAR

OVIDIU ALEXANDRESCU, DOBRICĂ LEU et AURORA ALEXANDRESCU

1. Introduction

La décharge des conduits de refoulement d'une station de pompage (SP) par des débouchages siphonnés qui se désamorçent à l'écoulement inverse, présente des avantages en ce qui concerne la réduction de la consommation spécifique d'énergie, seulement lorsque celle-ci, en écoulement direct, travaille amorcée.

Dans l'exploitation des certaines SP, dont les refoulements sont déchargés par des dispositifs pareils — correctement bâtis, par rapport à la théorie des siphons classiques, — on a constaté l'impossibilité de les amorcer, même si on utilise des installations de vide.

Dans ce qui suit on présente une analyse de l'écoulement sur ces dispositifs, susceptible d'expliquer le phénomène enregistré et de mettre en évidence la possibilité de définir un débit minimum nécessaire pour l'amorçage d'un siphon donné, débit mentionné par [1] en citant les relations proposées, pour le calcul de celui-ci, par SANIIRI (U.R.S.S.).

2. Considérations sur l'écoulement de l'eau à travers le débouchage siphonné

L'élimination de l'air de l'intérieur du dispositif étudié est assurée par le courant de liquide refoulé, dont le débit (Q_p) est contrôlé par la SP déservie (Fig. 1), courant qui peut occuper partiellement la section C de la crête (v. Fig. 2).

Dans le processus d'amorçage, la zone supérieure du débouchage siphonné travaille, initiallement, en tant que déversoir, le débit qui le traverse en vérifiant la relation classique :

$$Q_d = m\omega\sqrt{2gH_0}, \tag{1}$$

avec :

$$H_0 = h + \frac{\alpha V_0^2}{2g}, \quad V_0 = V\cos\theta_1, \quad V = \frac{Q_d}{\omega_0}, \quad \omega = \omega(h) \tag{2}$$

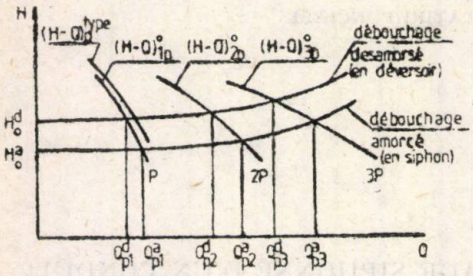


Fig. 1. — Le débit transporté par un débouchage siphonné.

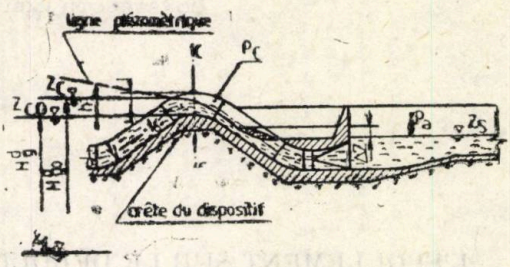


Fig. 2. — Schéma d'un débouchage siphonné travaillant en tant que déversoir.

et un coefficient de débit (m), qui correspond à la forme de la section transversale, aux particularités structurales de la crête et aux conditions effectives de l'écoulement (libre ou noyé).

La lame déversante suit la surface inférieure de la partie descendante du débouchage et se raccorde au bief inférieur dans le conduit dont la section de sortie est située entièrement au-dessous de l'eau du bassin de refoulement. Par suite du développement du phénomène d'aérage de l'écoulement rapide, la lame déversante entraîne l'air existant au-dessus de sa surface libre et l'élimine dans l'extérieur, en conduisant à la diminution de la pression absolue p_c.

Sous l'influence de la charge vacuumétrique $h_{vc}=(p_a-p_c)/\gamma$, le niveau de l'eau monte dans le conduit descendant à une hauteur :

$$\Delta z = h_{vc} + h_{rs} \tag{3}$$

au dessus du niveau existant dans le bassin. En fonction de la valeur de cette charge vacuumétrique et par rapport à la géometrie du dispositif, le mouvement du liquide sur la crête peut passer dans l'état qui correspond à un déversoir noyé, qui transportera le débit refoulé sous une charge sur la crête plus grande, pouvant s'élever jusqu'à la hauteur de la section C, lorsque le dispositif s'amorce et travaille en siphon sous une charge h_s (v. Fig. 3), à un débit :

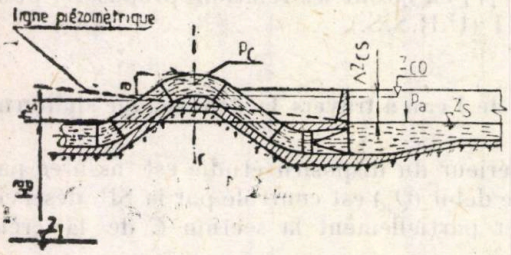


Fig. 3. — Schéma du débouchage siphonné amorcé.

$$Q_s = \mu\omega_c\sqrt{2gh_s}, \tag{4}$$

dont le coefficient μ est donné par:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\zeta_s^2 - \alpha(\omega_c/\omega_0)^2}}, \tag{5}$$

où ζ_s représente le coefficient des pertes de charge totales sur le siphon.

Compte tenu du fait que, avec la montée de la charge vacuumétrique le débit de l'air entraîné en extérieur baisse, tandis que le processus de dégagement du gaz s'accentue, on peut accepter que, par rapport aux particularités

du dispositif et en fonction du débit refoulé, les deux phénomènes arrivent à un équilibre dynamique, auquel il en correspond — sur la crête — un écoulement à travers un déversoir, dont la surface libre est soumise à une pression $p_c \leqslant p_a$. Évidemment, en cette situation le dispositif ne peut pas s'amorcer, le conduit de refoulement en travaillant comme un système hydraulique monofilaire à débouchage libre en C, où la pression absolue est p_c.

Dans ce cas la charge géometrique (v. Fig. 2) :

$$H_g^d = Z_{e0} - Z_I + h = H_{g0}^d + h, \tag{6}$$

renferme l'éventuelle charge vacuumetrique (h_{vc}), et conduit à une charge statique du système :

$$H_0^d = H_g^d - h_{vc} = H_{g0}^d + h - h_{vc}, \tag{7}$$

en réclamant, pour le transport du débit (Q), une charge totale :

$$H = H_0^d + \frac{\zeta_{R_0} + 1}{2g\omega_c^2} Q^2, \tag{8}$$

où ζ_{R_0} représente le coefficient des pertes de charge totales du système desamorcé, rapporté à la section de la crête.

Les caractéristiques de charge de la SP correspondent aux courbes de charge des pompes utilisées et au nombre (ν) des agrégats fonctionnant en parallèle. On peut exprimer ces caractéristiques, en général, sous la forme d'une famille de fonctions paramétriques de type parabolique qui, dans le domaine d'exploitation de l'ensemble, sont approximées d'une façon satisfaisante par des relations ayant la forme :

$$H = H_p - \frac{K_p}{\nu^2} Q^2, \tag{9}$$

avec H_p et K_p établies d'une manière adéquate.

Le débit refoulé correspond à la configuration d'exploitation de la SP (ν) et il en résulte comme solution du système constitué par les relations (8) et (9) :

$$Q_p^d = \sqrt{\frac{H_p - H_{g0}^d - h + h_{vc}}{K_p/\nu^2 + (\zeta_{R_0} + 1)/2g\omega_c^2}}, \tag{10}$$

en étant une fonction de la charge sur la crête (h) et de la charge vacuumétrique (h_{vc}).

L'équation de continuité, exprimée dans la section C :

$$Q_p^d = Q_d, \tag{11}$$

conduit, compte tenu de (1), (2) et (10), à la relation :

$$\frac{H_p - H_{g0}^d + h_{vc}}{K_p/\nu^2 + (\zeta_{R_0} + 1)/2g\omega_c^2} = \left[\frac{1}{K_p/\nu^2 + (\zeta_{R_0} + 1)/2g\omega_c^2} + \right.$$
$$\left. + \frac{2gm^2\omega^2}{1 - (\omega/\omega_c)^2 m^2 \alpha \cos^2 \theta_1}\right] h, \tag{12}$$

où le membre droit est une fonction monotone croissante de h, $(\Phi(h))$, tandis que le membre gauche constitue une constante du système (Q'_v), qui correspond à la configuration d'exploitation. On peut déterminer la charge sur la crête (h) comme solution de l'équation :

$$\Phi(h)-Q'_v=0 \tag{13}$$

avec les conditions :

$$h\leqslant a;\quad h_{vc}\leqslant Z_{c0}+a-Z_S-\frac{\zeta_{cs}-\alpha_c}{2g\omega_c^2}Q^2, \tag{14}$$

où ζ_{cs} représente le coefficient des pertes de charge sur le conduit descendant du débouchage analysé.

À la limite, si l'écoulement sur la crête du dispositif fonctionnant en déversoir se réalise sous une charge $h = a$, le courant remplie complètement la section C et — en éliminant le gaz ci-resté, par le court conduit descendant — il amorce le débouchage qui travaillera en siphon. Dans cette situation, la charge statique du système devient :

$$H_0^a=Z_S-Z_I=H_{g0}^d-\Delta Z_{CS}, \tag{15}$$

tandis que la charge totale sera donnée par :

$$H=H_0^a+\frac{\zeta_{R_0}+\zeta_{cs}}{2g\omega_c^2}Q^2. \tag{16}$$

Compte tenu de (9) et (16), le débit du système, dans ce régime de travail, sera :

$$Q_p^a=\sqrt{\frac{H_p-H_0^a}{K_p/\nu^2+(\zeta_{R_0}+\zeta_{cs})/2g\omega_c^2}} \tag{17}$$

et devra satisfaire l'équation de continuité dans la section C:

$$Q_p^a=Q_s, \tag{18}$$

de telle manière que le régime installé vérifie la relation équivalente :

$$\frac{2g\omega_c^2h_s}{\zeta_s-\alpha(\omega_c/\omega_0)^2}=\frac{H_p-H_0^a}{K_p/\nu^2+(\zeta_{R_0}+\zeta_{cs})/2g\omega_c^2}, \tag{19}$$

qui permet à déterminer la charge du débouchage siphonné à savoir :

$$h_s=\frac{\zeta_s-\alpha(\omega_c/\omega_0)^2}{2g\omega_c^2(K_p/\nu^2)+\zeta_{R0}+\zeta_{es}}(H_p-H_0^a). \tag{20}$$

Dans ces conditions, pour que le dispositif ne se desamorce pas, la charge vacuumétrique au-dessous du toit de la crête doit respecter la restriction :

$$h_{vc}=Z_{C0}+a-Z_S-\frac{\zeta_{cs}-\alpha_c}{2g\omega_c^2}\cdot\frac{H_p-H_0^a}{K_p/\nu^2+(\zeta_{R_0}+\zeta_{cs})/2g\omega_c^2}\leqslant h_{\text{vac}}^{\lim}. \tag{21}$$

3. Débit d'amorçage du débouchage siphonné

Sur la base des considérations présentées ci-dessus on peut accepter que l'amorçage du débouchage siphonné devient possible, indépendemment du niveau de l'équilibre du processus dégagement — élimination de l'air du dispositif, dans le moment où celui-ci fonctionne en tant que déversoir sous une charge égale, à la limite, à la hauteur de la section $C(a)$. Cette condition établit la liaison entre le débit d'amorçage et les caractéristiques géometriques du dispositif, en permettant, de cette manière, l'utilisation correcte de l'installation, en fonction des particularités de l'équipement de la SP, dont le débit minimum (fourni par une pompe) doit être au moins égal au celui d'amorçage :

$$Q_p^{\min} \geq Q_a. \tag{22}$$

Dans le cas des débouchages à section circulaire la charge limite sur la crête travaillant en tant que déversoir sera égale au diamètre de la section $C(D_c)$, de sorte que, pour $\omega_c = \omega_0$, (1) conduit à la relation :

$$Q_a = \frac{\pi}{4} \sqrt{\frac{2m^2}{1 - \alpha m^2 \cos^2 \theta_1}} \sqrt{g} D_c^{2,5}, \tag{23}$$

qui met en évidence la dépendence du débit d'amorçage par rapport au diamètre D_c et l'angle θ_1 de la conduit montant.

Si la section de la crête du dispositif est rectangulaire, de largeur b et hauteur a, pour $h = a$ la relation (1) conduit à l'expression :

$$Q_a = \sqrt{\frac{2m^2}{1 - \alpha m^2 \cos^2 \theta_1}} \sqrt{g}\, b a^{1,5}. \tag{24}$$

Les relations ainsi obtenues ont la même structure que celles proposées par SANIIRI ; on les peut exprimer sous la forme générale :

$$Q_a = K_c \sqrt{g}\, D_c^{2,5}, \tag{25}$$

pour la section circulaire, respectivement :

$$Q_a = K_r \sqrt{g}\, b a^{1,5}; \tag{26}$$

dans le cas d'une section rectangulaire, avec K_c et K_r — des coefficients qui dépendent des particularités géometriques du dispositif.

4. Conclusions

L'équilibre dynamique qui caractérise le développement du processus d'élimination — dégagement de l'air dans le dispositif étudié, empêche l'amorçage nonconditionné du débouchage siphonné des conduits de refoulement.

Le fonctionnement en tant que siphon du dispositif analysé est possible seulement dans le cas où le débit refoulé dépasse une certaine valeur — le débit d'amorçage — fonction des caractéristiques géometriques de celui-ci et correspond au débit du déversoir, qui ayant la section de la crête du débouchage, travaille sous une charge égale à son hauteur.

Reçue le 17 mars 1988

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire d'Améliorations Foncières et de Hydraulique

BIBLIOGRAPHIE

1. Чебаевский В. Ф., *Проектирование насосных станции и испытание насосных установок.* Изд. Колос, М., 1982.

SCURGEREA PE DEBUŞAREA SIFONATĂ A CONDUCTELOR DE REFULARE ŞI DEBITUL DE AMORSARE

(Rezumat)

Considerînd particularităţile de funcţionare a sifonului ce profilează descărcarea unei conducte de refulare, rezultă că echilibrul dinamic care caracterizează procesul de degajare—eliminare a aerului, din dispozitiv, împiedică amorsarea necondiţionată a debuşărilor sifonate. Funcţionarea în sifon a dispozitivului este posibilă numai în cazul cînd debitul refulat depăşeşte un nivel de amorsare a cărui valoare depinde de caracteristicile geometrice ale secţiunii crestei sifonului şi corespunde debitului unui deversor care, avînd secţiunea respectivă, lucrează sub o sarcină egală cu înălţimea acesteia.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII IMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 626.8

EXPERIMENTS CONCERNING IRRIGATION WITH MAGNETICALLY TREATED WATER

BY

EFTIMIE NIŢESCU, CORNELIU CISMARU and STELIANA TOMA

1. Introduction

Development of agricultural lands equipped for irrigation at about 5.5 mil. ha for the year 1990 moot the problem of water source achievement, respecting the requirements for its rational and efficient use.

One of the ways for the practical realization of the above requirements is the improvement of irrigation water quality by its magnetical activation.

In this field, for the past ten years, laborious experiments have been performed [1], laboratories for studying irrigation techniques with magnetically treated water have been created, these have been staffed with physicists, agricultural engineers, soil scientists, biologists and agrochemists ; experiments have been performed under various conditions of soils and crops, obtaining numerous results which open a large perspective for the application of this technique in production. It is known that irrigation with magnetically treated water intensifies microbiological activity of soil, improves the mineral nutrition of the plants, by a better solubilisation of the soil minerals and thus, the photosynthetical activity of agricultural plants is intensified, resulting in a biomass supplementary accumulation and a rise of crop yields.

2. Experimental

In this respect, there have been performed researches in the Department of Land Reclamation, aiming, at a first stage [2], the realisation of magnetical treatment devices for irrigation sets that equip the irrigation systems.

In the second stage, using devices with ferrites of original conception, land experiments were carried out with the view to determine the influence and efficiency of magnetically activated water upon plants development.

Within the research program, magnetical treatment technology adapted to various methods of irrigation (sprinkler and furrow irrigation) was approached.

This paper presents the *in situ* experiments carried out with a device with permanent ferrite magnets (Fig. 1), by which four plots cultivated with corn were furrow irrigated, whence three were irrigated with magnetically treated water and a witness plot, with untreated water.

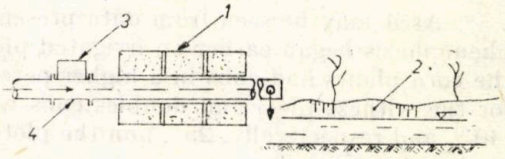


Fig. 1.—Layout of water magnetical treatment for furrow irrigation: *1* — magnetical device (with ferrite magnets) ; *2* — furrow ; *3* — measuring device ; *4* — irrigation pipe.

Irrigation regime consisted in six irrigations of 400 m^3/ha each, during experiments little rainfall being recorded (25 mm).

The moment of water application was chosen upon the basis of soil humidity measured on samples prelevated from each plot. It can be considered, therefore, that the soil humidity regime was near the optimum one in all plots.

Three phenophasis have been followed : a) blooming stage (panicle formation) ; b) corn cob formation ; c) milk stage.

3. Results

At the first observations and measurements carried out have been recorded the following results (Table 1).

Table 1

Characteristics of Plant Development at First Observations

Characteristics followed	Withness plot, [%]	Mean of plots irrigated with magnetically treated water, [%]
Panicle	45	49
Corn cobs	37	37
of wich : a) simple	35	24
b) double	2	13

In proportion of plants development and irrigation application, the followed characteristics were net differentiated, as it can be seen from data presented in Table 2.

Table 2

Characteristics of Plant Development at End of the Stage

Characteristics followed	Withness plot, [%]	Mean of plots irrigated with magnetically treated water, [%]
Panicle	100	100
Corn cobs	79	91
of wich : a) simple	58	52
b) double	21	39

As it may be seen from data presented and from Fig. 2, the tasseling phenophasis began earlier on irrigated plots with magnetically treated water, the corn plants had cobs in a higher percentage (91 % relatively to only 79 % for the witness plot) and doubles cobs were about two time more numerous (40 % and respectivelly, 25 %) on the plots irrigated with magnetically activated water (Fig. 2).

It must be mentioned that the corn plants from the experimental plots, having been sown later, could not achieve full maturity and was harvested after the first frost in October, in grain filling period.

Fig. 2. — The general view of plants on a irrigated plot with water magnetically treated, durring panicle formation.

Measurements performed at harvesting evidenced the following observations :

a) The yield was greater by 12.5% on the plots irrigated with magnetically activated water, this meaning that as compared to the mean of the witness plot, which means that for a harvest of 15 to/ha, the increase is of 1.9 to/ha.

b) The plant stem and foliar apparatus (s. Fig. 2) were better developed in the irrigated variantes with magnetically activated water, according to the mean height of plants (early corn with a relativelly small hight), which was 186 cm on the witness plot and 193 cm on plots irrigated with activated water.

Further useful observations are the following :

c) Plants on the plots irrigated with magnetically activated water had a general aspects more vigorous, green colour being darker, with much feewer dried leaves on the lower part of the plants, that led to the obtaining of a greater amount of biomass.

d) The efficiency of treatments would have been probably greater to that obtained, if there had been utilised water with higher salt content (the water used had less than 0.5 g/l salt). We make this observation based upon superior results obtained by researches who utilised water with salt content of 1 g/l and even more, which evidences the possibility of a better use of nutrients given under liquid form of a mixture with irrigation water, previous to magnetical treatment.

4. Conclusions

Experiments carried out in the furrow irrigation of corn with magnetically treated water evidenced the following advantages :

a) Increase of yield by over 10% (in the case of carried out experiments, by 12.5%), even if water has a mineral content lower than 0.5%, the positive effect being due to the high solubilisation capacity of soil minerals by the magnetically activated water, thus resulting a better turning to account of nutrients in the soil.

b) The obtaining of a biomass increase.

c) Acceleration of plants development, more obvious in the initial stage (germination and emergence).

d) Devices for magnetical treatment with permanent ferrite magnets, with 500...2 000 Oe intensity of the magnetic field adjusted to furrow irrigation can use with good results ; devices should be placed, for exemple, on the upstream extremity of the flexible pipe for furrow water distribution.

Received, January 17, 1989

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Melioration and Hydraulics

REFERENCES

1. Ложкина Н. Н., Ларин Л. А., Семенов В.А., *Как влияет полив омагниченной водой на развитие растений.* Мелиорация и водное хозяйство, *3* (1988).
2. Nițescu E., Toma M., Leu D., Mihăilă Gh., *Cercetări privind dispozitivele de tratare magnetică cu ferite și aplicații în domeniul tehnicii de irigare.* Contract *13 989*, Polytechnic Institute, Jassy, 1985.

EXPERIMENTĂRI PRIVIND IRIGAREA CU APĂ TRATATĂ MAGNETIC

(Rezumat)

Se prezintă rezultatele experimentale privind irigarea prin brazde la cultura de porumb, folosind apă tratată magnetic. Sînt evidențiate caracteristicile de fenofază influențate de udarea culturii cu apă activată magnetic, folosind dispozitive adaptate la instalațiile de udare prin brazde. Rezultatele de producție obținute (spor 12,5 %) justifică concluzia că tratarea magnetică reprezintă una din tehnicile moderne de creștere a eficienței apei de irigație, impunîndu-se introducerea cît mai rapidă a acesteia în producție.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 627.1

CONTRIBUTIONS ON WATER DEPTH MEASUREMENT IN RIVERS AND LAKES

BY

I. GIURMA, C. ANTOHI and D. COTIUŞCĂ

1. Introduction

The value of the water depth in rivers and lakes is important for the designing of the cross and longitudinal sections, the marking of bathymetric curves, the organization of navigation, etc.

In rivers, the determination of the cross sections corresponding to different levels is made whenever it is necessary for the overflow calculation and in order to follow the channel morphological changes of the channel course due to errosions or settlings, the gauging of these sections as well as that of the longitudinal ranges is made periodically.

In lakes the measurements are done when water tests are taken, when the colmation process is followed, etc. Bathymetric curve tracing is necessary in designing the works of water course regulation in the evaluation of the usable storage capacity. In navigation the value of the water depth is useful for its organization in vue of the setting up of the navigation line where the draft depth is secured.

2. Methods and Means of Depth Measurements

The means for depth measurements depend on the extent of these depths, the width of the water surface, the speed of the water course. The measurements are carried out by trained technical staff. The first operation consists in the materialization through marks of the water surface in contact with the shore.

In the case of the cross sections when periodical measurements are done, they are provided with fixed equipments as the hydrometer bridges or the overhead cable. For little water courses, besides the sections that are going to be raised, graded cables are used and they are laid from one shore to the other. In a hydrometer post before measuring the depths, the probing verticals are fixed. The cables or the hydrometer bridge are painted. Regarding the wide wade courses as well as the storage basin, the probing verticals are fixed by topographic devices.

For low water courses being narrow and having an abated speed the depths are measured by means of graded sonde under the form of a metallic rod or a wooden one.

For deep water courses and storage basins the mechanical sonde is used. This sonde is made of a metallic cable wound up on the winch and it is set on boats. The cable has a weight at its head in order to hold it extended.

Owing to the hydrodynamic pressure of the water-courses, it acquires a bent, so that the values are bigger and they must be corrected depending upon the angle of dip of the cable to the vertical. An appliance apparatus is also known and it uses a disk. When the disk strikes the water surface and the layer, it introduces a lamp or an acoustic signal in an electric circuit.

The depth of the water-course is determined through the measurement of electric cable between two consecutive signals. This appliance apparatus presents the following disadvantages : owing to the construction it can't be established precisely the moment when it touches the surface of the water-course and the precision of the measurements is depressed because the measurement of the cable length between two consecutive signals is made in a rudimentary manner.

A modern method to measure the depth of the water-courses is that one based on ultrasonics. The use of ultrasonics is not satisfactory for small rivers and lakes, and in the case of mountainous regions statics echoes appear during the measurements.

In order to eliminate these disadvantages a new apparatus was conceived. This apparatus uses a special decoder that shows precisely : the moment when it touches the water surface, the moment when an electronic impulse counter is automatically set in and which is cut off when touching the layer.

3. The Description of the Apparatus

The apparatus (Fig. 1) is made up of a mini winch (*1*) which launches the depth decoder (*2*); this has the possibility to start or cut off by means of an electronic apparatus (*3*), a counter mechanism of optic impulses (*4*) when it strikes the water surface and the layer.

The optic impulses are obtained through the activation of a pierced disk (*5*), a lauching cable (*6*), which is lighted by a lamp (*7*); the impulses are counted and displayed by the electronic apparatus (*8*).

The depth decoder (Fig. 2) is made up of a solid steel tambour which has branches in the upper part (*10*) with the limitation sockets (*11*) and (*12*) ; a rectangular board glides on them (*13*). The rectangular board has an electronic pick-up (*14*), whose electric cable represents the launching cable (*17*).

At the underside of the metallic tambour there is a special disk which has four antipodal sprinklers with alternative sections. They have to block the depth decoder in a horizontal position, thus eliminating the errors at the contact with the layer or with the bottom of the lake tank. The disk also has an immersion chamber (*17*) with an orifice for water penetration (*18*) and orifices of air exhaust (*19*) and the low disk (*20*) protecting the orifices mire. The immersion chamber doesn't allow the sudden penetration of the depth decoder into the water owing to the air that exists in the chamber (*17*). It is time enough to permit the electronic pick-up of proximity to approach the metallic tambour (*9*) making an electric contact and feeting in the impulses counter (*4*). The same thing will happen when striking the layer, when the next electric contact stops the same counter.

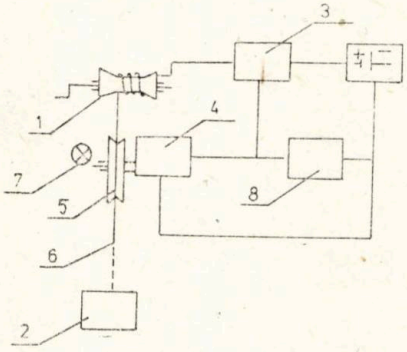


Fig. 1. — The blok diagram.

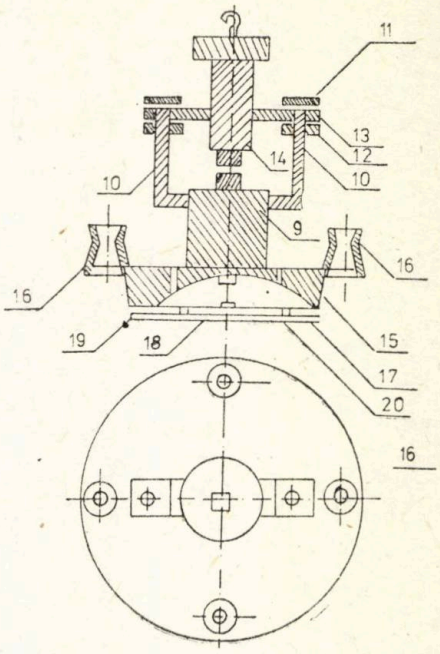


Fig. 2. — The depth decoder.

4. Conclusions

The proposed apparatus gives the possibility to measure precisely the distance passed through by the depth decoder between the two impulses of the contact. It excludes the error that appears when it touches the water surface and the layer, providing the contact with the decoder. This apparatus can be used at any depth ; it is of great utility and is has a depressed cost price.

Received, April 29, 1987

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Melioration and Hydraulics

REFERENCES

1. Giurma I., Drobot R., Antohi C., *Hidrologie*. Vol. I, Inst. polit., Iași, 1987.
2. Giurma I., Antohi C., *Aparat pentru măsurarea înălțimii unei coloane de lichid* Patent R.S.R., *90 849* (1986).

CONTRIBUȚII PRIVIND MĂSURAREA ADÎNCIMII ÎN RÎURI ȘI LACURI

(Rezumat)

Sînt prezentate succint metodele și mijloacele de măsurare a adîncimii apei în rîuri și lacuri și este descris un nou aparat conceput și realizat de autori, care folosește un traductor de construcție specială ce sesizează cu precizie momentul atingerii apei, moment în care este pornit automat un numărător electronic de impulsuri și oprit la atingerea patului de aluviuni.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 628.8

RECHERCHES EXPÉRIMENTALES CONCERNANT LES PRISES FILTRANTES D'AIR DES SYSTÈMES D'AÉRATION PNEUMATIQUE

PAR

VIOREL TOBOLCEA et HARALAMBIE VARTOLOMEI

1. Introduction

Dans le cadre des technologies d'épuration des eaux usées le niveau biologique d'une station d'épuration, cela veut dire les bassins d'aération, occupe une place de premier ordre du point de vue technologique et énergétique. La littératurs de spécialité [1] indique trois systèmes d'aération à savoir : mécanique, pneumatique et combiné. Dans le contexte de l'actuelle crise énergétique on étudie la substitution du système d'aération mécanique, le plus répandu, par celui d'aération pneumatique. Dans notre pays on a appliqué en exclusivité l'aération à bulles moyennes, le système de distribution étant du type d'un conduit (pipe-line) perforé.

Le système d'aération pneumatique à diffuseurs poreux a été utilisé, pour la première fois en Roumanie, pendant l'année 1984—1985, par le collectif d'installations et outillages d'épuration apartenant à I.C.P.G.A., Bucarest. On a obtenu le maximum du rendement pour les diffuseurs poreux du type Elcor 1 et 2 [2].

2. Le dispositif expérimental proposé

Ayant en vue la perméabilité des diffuseurs poreux, le principal inconvénient de ceux-ci c'est leur colmatage sur la face supérieure, (celle en contact avec l'eau) avec des sels de fer et des carbonates, des particules de limon actif, et sur la face inférieure (celle en contact avec l'air) avec des particules minuscules de poussière que l'air contient. L'étude minutieuse de ce phénomène a prouvé que bien que les diffuseurs poreux colmatés de cette manière puissent être nettoyés (en certains cas avec des frais sensibles d'énergie), après des intervalles de temps il faut quand même les remplacer. C'est pour cela qu'on a effectué toute une série de recherches qui ont visé la réalisation d'une purification avancée de l'air avant que celui-ci arrive au diffuseur, conformément à la Fig. 1 *b*, remplaçant ainsi l'ancienne solution représentée dans la Fig. 1 *a*.

La réalisation d'une installation ou d'un dispositif pour éliminer les substances nocives a été imposée par les facteurs sui-

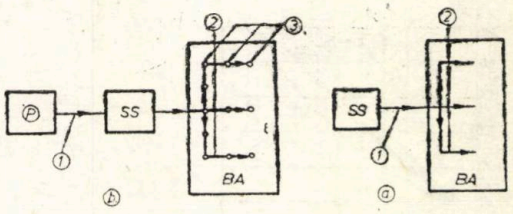


Fig. 1. — Systèmes d'aération pneumatique : *1* — conduits de transport de l'air sous pression ; *2* — réseau de distribution ; *3* — diffuseurs poreux. SS — station de souflante ; CA — bassin d'aération, P — prise filtrante d'air.

vants [3]...[5]; a) les caractéristiques de l'agent nocif (les propriétés physico-chimiques (adhésivité, hygroscopicité, tendences d'agglomération, fluidité, etc.)); b) les caractéristiques du milieu portant (température, humidité, viscosite); c) les caractéristiques du processus technologique (débit, concentration, perte de charge permise); d) les caractéristiques constructives qui déterminent la collecte et le transport d'air; e) la situation topographique et météorologique de la zone géographique.

Étant données les recherches effectuées par B o u c h e r [3], à l'aide du diagramme S y l v a n, s'impose l'utilisation, dans les stations d'épuration, des filtres secs à fissures ou electrofiltres.

On a réalisé le choix du matériel textile le meilleur pour le filtrage des impuretés de l'atmosphère par l'essai d'une gamme très large de matériels filtrants qu'on peut produire dans notre pays. L'épreuve des matériels a eu lieu au Laboratoire d'Installations Thermiques et de Climatisation de l'Institut Polytechnique de Jassy, à l'aide d'une installation présentée d'une façon synthétique dans la Fig. 2.

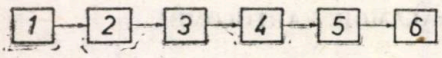


Fig. 2. — Le schéma de l'installation d'essais des matériels filtrants: *1* — prises d'air; *2* — installations de transformation de la température; *3* — ventilateur, *4* — tableau de commande A.M.C.,; *5* — matériel filtrant; *6* — air filtrant.

3. Résultats éxperimentaux

On a soumis aux essais une gamme de plus de 20 matériels utilisés comme matériels filtrants. De la riche gamme de tests, à base des mesures effectués, on présente graphiquemant dans les Fig. 3 et 4 le mode de variation du débit et de la vitesse moyenne en fonction de la perte de charge. Les symboles des courbes caractérisent les matériels soumis à l'épreuve à savoir: *1* — épreuve étalon (sans matériel filtrant); *2* — sas en soie (2 600 troux/cm²); *3* — sas métallique chromé (150 troux/cm²); *4* — pulvotex II; *5* — sas métallique chromé et une couche de sas en soie; *6* — pulvotex I; *7* — sas métallique chromé et feutrage NETEX — Bistrița.

Les résultats obtenus par les essais des matériels filtrants situent sur le premier lieu le sas en soie, produit par l'Entreprise de Soie „Victoria", Jassy, qu'on le peut considérer comme le matériel filtrant le plus efficient.

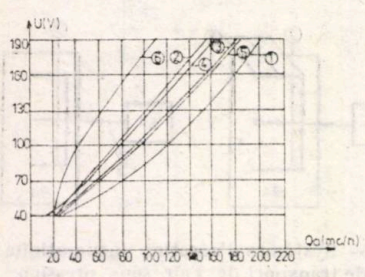


Fig. 3. — Le diagramme de variation du débit de l'air en fonction de la perte de charge.

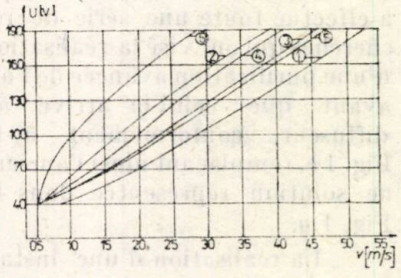


Fig. 4. — Le diagramme de variation de la vitesse de l'air en fonction de la perte de charge.

4. Conclusions

Compte tenu des possibilités différentes, du point de vue financier, des stations d'épuration pour le filtrage d'air, dans le but de l'utilisation en systèmes d'aération pneumatique des bassins d'aération à limon actif, nous proposons deux types d'installations à savoir: a) filtre sec à matériel textile, de sas en soie produite par l'Entreprise de Soie „Victoria", Jassy et dont l'investition est très convenable ; b) électrofiltre type I.C.P.E., filiale de Jassy, pour des débits très grands (plus de 100 000 mc/h), à prix élevé, l'amortissement de l'investition se réalisant pendant 10 ans, avec une diminution de la consommation énergétique de 15...20% par rapport aux filtres classiques.

Par l'introduction du filtrage dans le cadre du système d'aération pneumatique à diffuseurs poreux type ELCOR (1 et 2) on estime la possibilité de la période du fonctionnement des diffuseurs poreux et la diminution de la consommation énergétique avec plus de 10% par la réduction des pertes de charge.

Reçue le 10 janvier 1989

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire d'Ameliorations Foncières et de Hydraulique
et
Chaire de Thermotechnique

BIBLIOGRAPHIE

1. * * * *Bazine de aerare cu nămol activ. Prescripții de proiectare.* STAS 11566/82.
2. Negulescu C. A. L., Vraciu S., *Recomandări pentru proiectarea tehnologică a bazinelor de aerare echipate cu sisteme de aerare pneumatică (difuzori poroși).* I.C.P.G.A., București, 1986.
3. Ursu P. et al., *Poluarea aerului atmosferic.* Ed. Tehn., Buc., 1978.
4. Ciplea L. I., Ciplea Al., *Poluarea mediului ambiant.* Ed. Tehn., Buc., 1978.
5. Idelcik I. E., *Îndrumar pentru calculul rezistențelor hidraulice,* (traduit du russe). Ed. Tehn., Buc., 1984.

CERCETĂRI EXPERIMENTALE ASUPRA PRIZELOR FILTRANTE DE AER ALE SISTEMELOR DE AERARE PNEUMATICĂ

(Rezumat)

Se prezintă un nou tip de sistem de aerare a bazinelor de aerare cu nămol activ, respectiv sistemul de aerare pneumatică cu difuzori poroși și se fac referiri directe la testările efectuate pentru conturarea posibilităților de filtrare a aerului în prizele filtrante de aer, pentru reducerea la minimum a posibilităților de colmatare a difuzorilor poroși cu impurități din aerul atmosferic

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 624.0

CONTRIBUTIONS CONCERNANT L'ÉTABLISSEMENT DES INDICATEURS PERMETTANT À ÉVALUER LA PERFORMANCE DE LA TECHNOLOGIE D'EXÉCUTION DE L'ÉLÉMENT ET DU SOUSENSEMBLE DE LA STRUCTURE DE L'OBJET DE CONSTRUCTION

PAR

I. ȘERBĂNOIU et N. CIOCAN

L'élément de construction représente le résultat d'une succession de processus simples et/ou complexes, concrétisés dans le composant. de l'objet de construction qui a une certaine fonction permettant à définir la performance de celui-ci.

À partir de cette définition on constate facilement qu'une partie des exigences concernant les performances imposées à la technologie du processus, sont valables aussi pour la technologie de l'exécution de l'élément, bien entendu avec des amendements spécifiques.

a) *Le volume de travail pour l'exécution de l'élément*, qui est considérée comme une somme des volumes du travail qui correspondent au processus de construction et qui conduissent à la réalisation de l'élément :

$$V_M^E = \sum V_{M_i}^P, \tag{1}$$

ou : V_M^E représente le volume du travail nécessaire pour l'exécution de l'élément ; $V_{M_i}^P$ — le volume du travail accepté pour l'exécution du processus i qui intervient dans la structure de l'élément.

b) *La durée d'exécution de l'élément*, qui doit tenir compte de la méthode utilisée pour organiser l'exécution de l'élément, de sorte que :

b_1) Si les processus de construction de l'élément ont lieu succésivement, la durée d'exécution (D_E) sera :

$$D_E = \sum nt_i. \tag{2}$$

b_2) Si les processus de construction ont lieu parallèlement, alors :

$$D_E = \text{MAX}\,(t_1, t_2, \ldots, t_m). \tag{3}$$

b_3) Si les processus de construction sont effectués selon la méthode „en chaîne" :

α) dans le cas : $t_1 = t_2 = \ldots = t_m = t$,

$$D_E = (m + n - 1)\,t; \tag{4}$$

β) dans le cas : $t_1 \neq t_2 \neq \ldots \neq t_m$,

$$D_E = \sum_{i=1}^{m} t_i + \sum \tau_i + (n-1)\,t_m. \tag{5}$$

b_4) Si l'exécution de l'élément est programmé par la méthode du „chemin critique" :

$$D_E = D_{cr} \tag{6}$$

où : D_E représente la durée d'exécution du processus de construction ; t_i — durée d'exécution du processus i de la structure de l'élément sur un secteur, calculée selon le mode d'exécution du processus manuel ou mécanisé) ; m — le nombre des processus de la structure de l'élément ; τ_t — le temps d'interruption téchnologique, par exemple le renforcement du béton, etc. ; D_{gr} — la „longueur du chemin critique", fournie par le graphique—réseau établi pour l'exécution de l'élément.

c) *La valeur de la main d'oeuvre pour l'exécution de l'élément* résulte l'addition de la valeur de la main d'oeuvre qui correspond au processus de la structure de l'élément :

$$M_T^E = \sum M_{Ti}^P, \tag{7}$$

où : M_T^E représente la valeur de la main d'oeuvre pour l'exécution de l'élément; M_{Ti}^P — la valeur de la main d'oeuvre pour l'exécution du processus i de la structure de l'élément.

d) *La consommation des matériaux pour l'exécution de l'élément* est obtenue par l'addition des quantités des matériaux nécessaires pour l'exécution de l'élément :

$$G_M^E = \sum G_{Mi}^P, \tag{8}$$

où : G_M^E représente la consommation de matériaux pour l'exécution de l'élément ; G_{Mi}^P — la consommation de matériaux pour l'exécution du processus i de la structure de l'élément.

e) *La consommation d'énergie pour l'exécution de l'élément* on peut la déterminer tenant compte des processus de la structure de l'élément mais aussi du mode d'organisation de l'exécution :

$$E_E = d_s c_{hi} K_e D_E + Q_i q_{Ei} l, \tag{9}$$

où : E_E représente la consommation d'énergie pour l'exécution de l'élément ; d_s — la durée de l'équipe du travail, [heures / équipe] ; c_{hi} — la consommation horaire d'énergie pour l'exécution d'un certain processus i de construction de la structure de l'élément ; K_e — coefficient qui tient compte de la méthode d'organisation de l'élément (K_e= 0,82...0,90) ; Q_i — la quantité des travaux qui correspond au processus i de la structure de l'élément qui nécessite un traitement thermique ; q_{Ei} — la consommation unitaire d'énergie nécessaire pour exécuter le processus i dans la structure de l'élément ; l — coefficient surunitaire qui tient compte des consommations d'énergie imprévues.

f) *Le degré d'usage de l'outillage.* Le niveau maximum de performance de la technologie d'exécution de l'élément par l'usage de l'outillage est atteint si le coefficient d'usage tend vers 1, c'est-à-dire :

$$K_{Fu} \to 1. \tag{10}$$

g) *Les dépenses pour les outillages impliqués dans la réalisation de l'élément* sont établies par l'addition des dépenses conformément à l'exécution des processus de construction dans la structure de l'élément :

$$U_E = \sum U_{pi}, \tag{11}$$

où : U_E représente les dépenses pour les outillages impliqués dans la réalisation de l'élément de construction ; U_{pi} — dépenses pour les outillages impliqués dans la réalisation du processus i de la structure de l'élément.

h) *La productivité du travail à la réalisation de l'élément* est calculée tenant compte de la structure de l'élément, de la quantité de travail qui correspond aux processus, de la durée d'exécution de l'élément et du nombre moyen d'ouvriers utilisés :

$$W = \frac{\sum K_i Q_i}{D_E M_{\text{med}}}, \tag{12}$$

où : W représente la productivité de travail à l'exécution de l'élément ; K_i — coefficient d'équivalence des unités de mesure utilisées pour évaluer les quantités caractérisant les processus qui interviennent dans la structure de l'élément, à une même unité de mesure ; M_{med} — le nombre moyen de travailleurs impliqués dans la réalisation de l'élément ; Q_i — la quantité des travaux effectués dans le processus i de la structure de l'élément de construction.

Compte tenu que la réalisation de l'élément de construction se déroule selon une certaine methode d'organisation on peut mettre en évidence les suivantes exigences de performance qui sont spécifiques à la technologie de l'exécution de l'élément :

a) *Les interruptions téchnologiques* (C_T) ; elles doivent être strictement égales avec celles précisées par la norme ou exprimées de telle sorte que :

$$C_T = 1.$$

Les interruptions d'organisation (c_0), dictées par l'organisation de l'exécution pour l'élément de construction, doivent tendre toujours à zéro pour apprécier la technologie, si elle a atteint le niveau de performance exigé, c_0.

Le sousensemble est une délimitation de l'espace sur des considérents de fonctionnement, structurales ou sur des phases d'exécution de plusieurs éléments de construction. Alors le sousensemble est un groupe d'éléments réalisé selon certains critères de fonctionnement, structurales et technologiques. Le sousensemble peut être identifié avec le stade physique proposé dans les normatifs d'élaboration de la documentation économique.

La technologie d'exécution du sousensemble est influencée par la technologie d'exécution des éléments composants. Par conséquent les exigences de performance de la technologie du sousensemble dépendent de celles de la technologie d'exécution des éléments.

b) *Le volume du travail pour l'exécution du sousensemble* ; on le détermine par l'addition des volumes de travail qui correspondent à la réalisation des éléments dans la structure du sousensemble à savoir :

$$V_M^{SA} = \Sigma\, V_{Mi}^{E}, \tag{13}$$

où : V_M^{SA} représente le volume de travail admis à l'exécution du sousensemble ; V_{Mi}^{E} — le volume de travail admis à l'exécution de l'élément i de la structure du sousensemble.

c) *La durée d'exécution du sousensemble* ; elle est évaluée selon le mode d'organisation pour l'exécution du sousensemble. Les précisions concernant le calcul de la durée pour l'exécution de l'élément sont valables même dans le cas du sousensemble, avec la mention qu'à la détermination du nombre des secteurs, n, on doit tenir compte de la complexité d'un sousensemble par rapport à celle d'un élément. À l'aide d'une des méthodes d'organisation de l'exécution adoptées on peut obtenir la durée de réalisation du sousensemble (D_{SA}).

d) *La valeur de la main d'oeuvre pour l'exécution du sousensemble*; on peut l'établir par l'addition des valeurs de la main d'oeuvre acceptées pour la réalisation des éléments de la structure du sousensemble :

$$M_T^{SA} = M_{Ti}^{E}, \tag{14}$$

où : M_T^{SA} représent la valeur de la main d'oeuvre acceptée pour l'exécution d'un sousensemble ; M_{Ti}^{E} — la valeur de la main d'oeuvre acceptée pour la réalisation d'un élément i des la structure du sousensemble.

e) *La consommation des matériaux pour l'exécution d'un sousensemble*; on la détermine par l'addition des quantités des matériaux acceptées pour la réalisation des éléments des la structure du sousensemble :

$$G_M^{SA} = \Sigma\, G_{Mi}^{E}, \tag{15}$$

où : G_M^{SA} représente la quantité des matériaux admise pour être consommée à l'exécution d'un sousensemble ; G_{Mi}^{E} — la quantiré des matériaux admise pour être consommée à la réalisation de l'élément i de la structure du sousensemble.

f) *La consommation d'énergie pour l'exécution d'un sousensemble*; on l'établit par l'addition des consommations d'énergie acceptées pour l'exécution des éléments de la structure du sousensemble à savoir :

$$E_{SA} = \Sigma\, E_{Ei}, \tag{16}$$

où : E_{SA} représente la consommation d'énergie admise pour l'exécution d'un sousensemble ; E_{Ei} — la consommation d'énergie admise pour l'exécution d'un élément i de la structure d'un sousensemble.

g) *Le degré d'utilisation de l'outillage.* Afin que l'utilisation de l'outillage impliqué dans la réalisation d'un sousensemble soit autant que possible près de sa capacité maximum, le coefficient d'utilisation de l'outillage (K_{Fu}) doit tendre à 1. Seulement dans ce cas on peut apprécier que la technologie utilisée a atteint un niveau de performance maximum.

h) *Dépenses pour les outillages impliqués dans la réalisation du sousensemble* ; on les détermine par l'addition des dépenses qui correspondent aux outillages impliqués dans la réalisation des éléments de la structure du sousensemble :

$$U_{SA} = \sum U_{ti}, \tag{17}$$

où U_{SA} représente les dépenses acceptées pour les outillages impliqués dans la réalisation du sousensemble ; U_{ti} — dépenses acceptées pour la réalisation d'un élément i de la structure du sousensemble.

i) *La productivité du travail à la réalisation d'un sousensemble* ; on la peut déterminer à l'aide de la relation (12), en adaptant d'une façon adéquate les éléments de calcul, le volume de la production et la durée.

j) *Les interruptions technologiques* pendant la réalisation d'un sousensemble doivent être strictement égales à celles acceptées par les normes ($T_T = 1$).

k) *Les interruptions organisatrices et de décision* à l'exécution d'un sousensemble doivent être égales à zéro ($C_0 = 0$, $C_D = 0$).

Pour correspondre aux exigences de performance dans la réalisation du sousensemble on doit tenir compte des principes de base de l'organisation à savoir : la continuité, la rythmicité, l'uniformité, la proportionnalité, la synchronisation.

Reçue le 25 août 1988

Institut Polytehnique, Jassy,
Chaire d'Organisation et de Direction

CONTRIBUŢII PRIVIND STABILIREA INDICATORILOR DE EVALUARE A PERFORMANŢEI TEHNOLOGICEI DE EXECUŢIE A ELEMENTULUI ŞI SUBANSAMBLULUI DIN STRUCTURA OBIECTULUI DE CONSTRUCŢIE

(Rezumat)

Elementul de construcţie este rezultatul unei succesiuni de procese simple şi / sau complesxe concretizate în acea parte a obiectului de construcţie care are o anumită funcţiune ce permite definirea performaţei obiectului.

Definit astfel, elementul de construcţie este un subsistem al sistemului obiect de construcţie pentru care trebuie evaluate cantitativ şi calitativ exigenţele de performanţă. Acest deziderat se poate realiza printr-o serie de indicatori care pot caracteriza tehnologia de execuţie a oricărui element de construcţie.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXXV (XXXIX), fasc. 1—4, 1989
Secţia V
CONSTRUCŢII ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

RECENZII

BOOK REVIEWS РЕЦЕНЗИИ

RICKENSTORF G., *Tragwerke für Hochbauten.* BSB B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig, DDR, 1989, 256 S., ISBN 3-322-00663.

Il y a des livres, peu nombreux, auquels on s'attache spontanément et que l'on se plait à consulter en permanence tant ils sont riches en informations et agréables à feuilleter. Sans être une encyclopédie du bâtiment, ce volume trouve aisément sa place parmis les livres de chevêt des architectes et des ingénieurs du bâtiment. Les titres des principales divisions expriment au mieux le contenu : Partie statique et constructive dans l'élaboration des projets, Rigidité spatiale des bâtiments, Structures d'acier, Structures de béton, béton armé et béton précontraint, Structures en bois, Toitures autoportantes, Structures réticulées spatiales, structures avec barres précontraintes, structures composites, Structures suspendues sur câbles d'acier, Structures pneumatiques. Le lecteur trouve les problèmes fondamentaux concernant la constitution et le calcul des structures portantes des bâtiments civils et industriels visant à remplir économiquement les exigences de sécurité (résistance et stabilité), de technologie industrialisée et d'entretien. La présentation claire et les images très soignées font de ce volume un auxiliaire précieux pour l'enseignement dans les écoles supérieures d'architecture et d'ingénieurs civils. De nombreuses planches avec détails peuvent servir de guide aux étudiants et aux dessinateurs techniques.

Adr. Radu

MELO C., *Improved Convective Heat Transfer and Air Infiltration Models for Building Thermal Simulation.* Cranfield Institute of Technology, 1985, 72 pp.

Pour maintenir un niveau acceptable de confort thermique dans les bâtiments, il faut compenser les pertes par transmission conductive à travers l'enveloppe ainsi que celles dues à l'apport d'air frais. Depuis bon nombre d'années, la perméabilité thermique des parois et des autres éléments extérieurs a été fortement accrue. Par conséquent, le poids relatif des pertes de chaleur par échanges convectifs est devenu plus important ce que explique l'intérêt pour cette forme de transfert thermique dans les bâtiments à laquelle l'auteur, C. Melo, du Departamento de Engenharia Mecanica, Universidade Federal de Santa Catarina, Brasil, a consacré plusieures études : *The Influence of Geometrical and Physical Parametres on Air Conditioning Calculations* (1980), *An Algorithm for Calculating Air Infiltration into Buildings* (1987) et *Influence of an Improved Air Infiltration on the NBSLD Program Performance* (1987). Le présent volume, édité par la prestigieuse School of Mechanical Engineering du Cranfield Institute of Technology, représente la thèse de doctorat de l'auteur. Elle concerne les échanges thermiques dues au vent à la surface extérieure des façades et aux infiltrations qu'il provoque. La recherche repose sur l'emploi de programmes de calcul spécialisés. Certains aspects d'importance, à savoir la vitesse et la direction du vent, l'étendue de la couche limite atmosphérique, les proportions du bâtiment, sa perméabilité et les différences de température sont prises en considération. Des comparaisons avec les codes américain et britannique y sont présentées. Il serait intéressant de les continuer par des essais en soufflerie. En attendant, ce volume contient la meilleure synthèse et approche du phénomène.

Adr. Radu

MATEESCU D., JUNCAN N., PRECUPANU D., FLORESCU D., *Prestressed Metallic Structures* (in Romanian). Ed. Acad. R.S.R., București, 1989, 360 p., ISBN 973-27-0027-0.

The book deals with one of the main aspects of structural works namely their design optimisation using the prestress philosophy. The author staff, co-ordinated by Prof. Dan Mateescu, member of the Academy, presents the design problems of these structures as well as details of the achievement of anchor tie-rods and of their anchoring systems, to the prestressed rod.

Chapter 1 presents general matters : prestressing systems with anchor tie-rods or other procedures ; steel qualities used in the erection of these structures ; tie-rods and anchorage devices, as well as samples of outstanding prestressed metallic structures.

The following two chapters are treating the computation and making of prestressed bars subjected to thrust and stretching.

An extensive space, comprising five chapters, is devoted to elements subjected to bending, carried out either as plain or as truss girders.

In the last two chapters of the book there are examined prestressed truss plates and the execution technology of prestressed metallic structures.

To each chapter are enclosed design numerical examples as well as up-to-date references. The work succeeds to put in evidence first and foremost the design of prestressed structures by means of a new original method, as suggested by the authors. This method is called the equivalent section method.

The book is addressed to civil engineers working in research, design and execution, as well as to the students from the building (civil engineering) faculties, being the first handbook in this field printed in Romania and among the first ones of the sort in the world.

Lucian Strat

* * * *Energy Answers '87.* Swedish Council for Building Research, Swensk Byggtjänst, Stockholm, 1988, 82 pp.

Un groupe formé par sept éminents spécialistes suédois, ayant pour „project leader" le professeur Arne Elmroth de l'Université de Lund, Département pour la Physique du Bâtiment, a pris l'initiative de rediger une série de rapports concernant la gestion et la conservation de l'énergie dans le bâtiment, en somme une mise à jour du problème à la fin de l'année 1987. Réunies en volume, ces contributions ont des titres qui sont pour la plupart des questions. Pourquoi la conservation de l'énergie est importante ? Regard en arrière. Une approche systématique. Combien loin peut être menée la conservation de l'énergie ? Est-ce qu'il y a conflit entre l'économie d'énergie et l'aspect des bâtiments ? La taxation de l'énergie encourage l'économie ? Quelles sont les mesures profitables dans les bâtiments en service ? Comment influencer la conservation de l'énergie dans les bâtiments du pays ? Comment économiser l'énergie dans les bureaux, écoles, hôpitaux, etc. ? L'énergie solaire peut contribuer au chauffage des bâtiments ? Les vitrages des serres, loggias et magasins peuvent réduire la demande d'énergie ? Comment optimiser les fenêtres ? Les régulateurs thermostatiques sont-ils rentables ? Les pompes à chaleur sont-elles profitables ? Quel est l'effet des équipements électriques sur la consommation d'énergie ? Est-ce que toute l'énergie électrique est transformée en chaleur utile ? Peut-on isoler les toitures sans causer des problèmes de condensation ? Peut-on étancher sans risque de condensation et de moisissures ? Comment ajouter une isolation extérieure aux parois et soubassements sans dommage ? Pourquoi l'économie d'énergie est désirée mais non pas toujours réalisée ? Le style de vie influence l'économie d'énergie ? Que faire en ce qui concerne l'exploitation en dessous des normes ? Pour souligner la parfaite unanimité sur les points de vue exprimés, les auteurs signent le laissant sous anonymat la part qui revient à chacun d'entre eux. Ce rassemblement d'articles n'est pas seulement une source riche en informations utiles mais aussi un message qu'il est impossible de négliger car il vient du pays qui fût le premier à réaliser une protection thermique efficace des bâtiments. En affirmant qu'il est possible de diminuer d'une moitié la consommation actuelle d'énergie pour le chauffage des espaces et la préparation de l'eau chaude, on nous attire l'attention non seulement sur les avantages économiques et de confort qui résultent mais aussi sur la réduction du niveau de pollution atmosphérique.

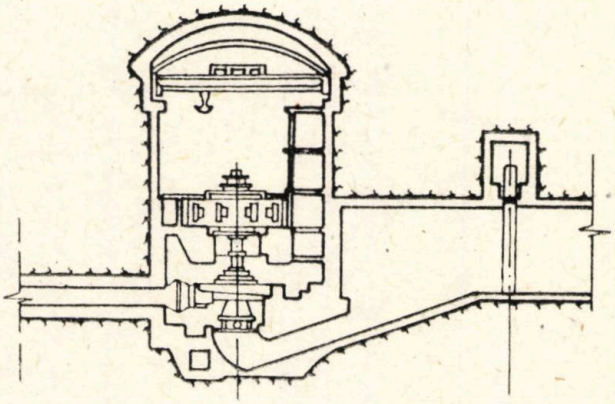
Adr. Radu

INSTITUTUL DE STUDII
ŞI PROIECTĂRI HIDROENERGETICE

Bd. Republicii 29, 79665, Bucureşti, ROMÂNIA, Tel. 147270, Telex 11443 spghr

Dam and Hydropower Engineering

- **Multipurpose projects, dams, hydropower stations, water transfer systems, navigation looks, pumping stations.**



- **Surveys**
- **Field investigations**

Consulting Engineer for hydropower projects, ISPH draws up for its partners abroad, complete or partial designs, with or without the appartenant part of studies and investigation. For further details you may contact the Romanian Diplomatic Office in your country or applying directly to ISPH.

Tiparul executat sub cd. 192
la Întreprinderea Poligrafică Iași
str. 7 Noiembrie nr. 49

1990 JUN 18

40822